

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des sciences et de la technologie

Département De Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté Par / NEMMOUR Oussama et HAMZAOUI Romaisa

Thème :

**Etude d'une tour à usage d'habitation et
commercial (SS+RDC+14 étages) en BA**

Sous la direction de Dr. MADI Rafik

Septembre 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَمَا أُوتِيتُمْ مِنَ الْعِلْمِ إِلَّا قَلِيلًا (85)

سورة الإسراء

وَقُلْ رَبِّ زِدْنِي عِلْمًا (114)

سورة طه

Remerciements



Avant tout choses remercions notre DIEU et DIEU de toutes les espèces d'avoir créé cette forme de vie, le tout puissant, le miséricordieux, de nous avoir donné la santé et le courage et tout dont nous nécessitons pour L'accomplissement de ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements et profonde gratitude à notre encadreur Dr. MADI Rafik, qui à travers la proposition de ce thème de fin d'études, a su nous accompagnés tout au long du déroulement des travaux en nous prêtant une écoute attentive et un soutien sans faille malgré ses charges pédagogiques et professionnelles.

Nos vifs remerciements vont également à tous les enseignants, pour l'aide, l'encouragement et les moyens didactiques qu'ils ont mis à notre disposition pour mener à terme notre travail.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

[Http://maomao520.yeah.net](http://maomao520.yeah.net)

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe

De Respect et de reconnaissance

Aux être les plus chers.

A

Mes parents

Pour leurs sacrifie ces durant

Toute leur vie pour me guider au sucées

A la mémoire de ma grande mère, Mes sœurs et frères

A toute ma famille

Toutes mes chères amies

A toute la Promotion 2020.

A mon binôme et sa famille

A tous mes enseignants depuis le primaire jusqu'à

Maintenant

Tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment

NEMMOUR Oussama

Dédicace

Je dédie ce travail :

A ma chère mère,

A mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,

A ma très chère sœur et mes très chers frères,

A toute la famille HAMZAOUI,

A tous mes amis sans aucune exception,

A toutes les personnes qui m'ont aidé à poursuivre mes études,

A tous ceux qui ont collaboré dans la réalisation de ce mémoire,

A l'ensemble des étudiants et étudiantes de la promotion de master2 de génie civil.

A mon binôme et sa famille

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

HAMZAOUI Romaiassa

Résumé

Ce projet de fin d'étude présente une étude détaillée d'une tour à usage d'habitation et commercial, réalisée en béton armé. Le bâtiment, composé d'un sous-sol, RDC et de 14 étages, sera implanté au niveau de la Wilaya de JIJEL, région classée en zone sismique IIa selon les règles parasismiques Algériennes. En utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA/2003 et CBA/93) en vigueur au niveau national, cette étude se compose de quatre parties :

Le premier chapitre : entame la description générale du projet étudié avec une présentation des caractéristiques mécaniques des matériaux (béton et aciers), et les codes de calculs utilisés.

Le deuxième chapitre : porte sur le prédimensionnement des éléments ainsi que l'évaluation des différentes charges considérées.

Le troisième chapitre : a pour objectif l'étude des éléments dits secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et planchers en corps creux et dalle pleine).

Le quatrième chapitre : L'étude statique et dynamique de la structure par logiciel ROBOT après de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements retenues (charges permanentes, surcharges d'exploitation, action climatique de la neige et action sismique).

Le cinquième chapitre : L'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, fondations) sera exposée dans la quatrième chapitre. Enfin le calcul des fondations sur pieux sera exposé au cinquième et dernier chapitre.

Le sixième chapitre : Etude du vent selon le RNV/99.

Le septième chapitre : L'étude de l'infrastructure (Radier générale)

Mots clés : Tour, Béton armé, ROBOT, RPA/2003, CBA/93, RNV/1999.

ملخص

يقدم مشروع نهاية الدراسة هذا دراسة مفصلة لبرج للاستخدام السكني والتجاري، مصنوع من الخرسانة المسلحة. ويتكون المبنى من سرداب وطابق أرضي و14 طابقاً، ويقع على مستوى ولاية جيجل، وهي منطقة مصنفة في المنطقة الزلزالية IIa وفقاً لقواعد الزلازل الجزائرية. باستخدام لوائح التصميم والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA / 2003, CBA / 93) والمعمول بها على المستوى الوطني، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

الفصل الأول: يبدأ الوصف العام للمشروع المدروس بعرض للخصائص الميكانيكية للمواد (الخرسانة وال فولاذ)، وكود الحساب المستخدم.

الفصل الثاني: يتناول الأبعاد المسبقة للعناصر بالإضافة إلى تقييم الأحمال المختلفة المعتمدة.

الفصل الثالث: يهدف إلى دراسة ما يسمى بالعناصر الثانوية (العوارض، السلام، الحاجز، البلكون، المصعد، والأرضيات في الجسم المجوف والبلاطة الصلبة).

الفصل الرابع: الدراسة الإستراتيجية والديناميكية للهيكل بواسطة برنامج ROBOT بعد تحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال المحتجزة (الأحمال الدائمة، الأحمال الزائدة التشغيلية، العمل المناخي للثلج والحركة الزلزالية).

الفصل الخامس: دراسة العناصر المقاومة للهيكل (أعمدة، عوارض، حوائط، أساسات) سيتم عرضه في الفصل الرابع. أخيراً، سيتم شرح حساب أسس الركيزة في الفصل الخامس والأخير.

الفصل الخامس: دراسة الريح حسب RNV / 99.

الفصل السادس: دراسة البنية التحتية (طوف عام).

الكلمات المفتاحية: برج، خرسانة مسلحة، ROBOT, RPA / 2003, CBA / 93, RNV / 1999.

Abstract

This end-of-study project presents a detailed study of a tower for residential and commercial use, made of reinforced concrete. The building, consisting of a basement, ground floor and 14 floors, will be located at the level of the Wilaya of JIJEL, a region classified in seismic zone IIa according to Algerian earthquake rules. Using the regulations for the design and verification of reinforced concrete (RPA / 2003 and CBA / 93) in force at the national level, this study consists of four parts :

The first chapter : begins the general description of the studied project with a presentation of the mechanical characteristics of materials (concrete and steels), and the calculation codes used.

The second chapter : deals with the pre-dimensioning of the elements as well as the evaluation of the various loads considered.

The third chapter : aims to study the so-called secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and floors in hollow body and solid slab).

The fourth chapter : The static and dynamic study of the structure by ROBOT software after determining the various stresses due to the loadings retained (permanent loads, operating overloads, climatic action of snow and seismic action).

The fifth chapter : The study of the resistant elements of the structure (columns, beams, walls, foundations) will be exposed in the fourth chapter. Finally, the calculation of pile foundations will be explained in the fifth and final chapter.

The fifth chapter : Study of the wind according to RNV / 99.

The sixth chapter : The study of the infrastructure (General raft)

Keywords : Tower, Reinforced concrete, ROBOT, RPA / 2003, CBA / 93, RNV / 1999.

Sommaire

Remerciements	i
Dédicace	ii
Dédicace	iii
Résumé	iv
ملخص	v
Abstract	vi
Sommaire	vii
Liste des figures	xiii
Liste des tableaux	xx
Notions	xxiv
Bibliographie	xxvii

Introduction Générale

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I

Présentation d'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage	3
I.2. Description de l'ouvrage	3
I.2.1. Dimensions en élévation.....	3
I.2.2. Dimensions en plan.....	3
I.2.3. Ossature et système constructif adopté.....	9
I.2.3.1. Ossature de l'ouvrage	9
I.2.3.2. Planchers	9
I.2.3.3. Escaliers	9
I.2.3.4. Maçonnerie	10
I.2.3.5. Revêtement	11
I.2.3.6. Isolation.....	11
I.2.3.7. Acrotères	12

I.2.4. Données du site	12
I.2.5. Hypothèses de calcul.....	13
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	13
I.3.1. Le béton	13
I.3.2. Caractéristiques mécaniques de l'acier.....	20
I.4. Actions et sollicitations	25
I.5. Règles de calcul	26

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments et descente du charge

II.1. Introduction	28
II.2. Pré dimensionnement du plancher	28
II.2.1. Plancher en corps creux.....	28
II.2.1.1. Dimensions des poutrelles	31
II.2.1.2. Prédimensionnement des poutrelles	31
II.2.2. Plancher à dalle pleine.....	32
II.3. Prédimensionnement des poutres	34
II.3.1. Poutres longitudinales (principale)	35
II.3.2. Poutres transversales (secondaire)	36
II.4. Prédimensionnement des voiles	36
II.4.1. Différents éléments de contreventement.....	37
II.4.2. Disposition des voiles	40
II.5. Prédimensionnement des escaliers	40
II.5.1. Les Types des escaliers dans notre structure	42
II.5.2. Poutre palière	46
II.6. Prédimensionnement des balcons	46
II.7. Pré dimensionnement de l'acrotère	47
II.8. Evaluation des charges et surcharges	48
II.8.1. Introduction	48
II.8.2. Charges considérées dans les calculs.....	48
II.8.3. Les planchers	51
II.8.4. Les balcons	54
II.8.5. Les escaliers.....	55
II.8.6. Les murs	56
II.8.7. Les voiles	58

II.9. Prédimensionnement des poteaux	59
II.9.1. Etapes de Prédimensionnement.....	59
II.9.2. Pré dimensionnement des poteaux centraux.....	59
II.9.2.1. Dimensions des poteaux	59
II.9.2.2. Choix du poteau le plus sollicité.....	60
II.9.2.3. Calcul de la longueur de flambement L_f	61
II.9.2.4. Calcul de normal admissible l'effort N_u	61
II.9.2.5. Descente de charges.....	63
II.9.2.6. Vérification selon le BAEL91 révisées 99	68
II.9.3. Pré dimensionnement des poteaux de rive.....	71
II.9.3.1. Dimensions des poteaux	71
II.9.3.2. Choix du poteau le plus sollicité.....	72
II.9.3.3. Descente de charges.....	72
II.9.3.4. Vérification selon le BAEL91 révisées 99	73
II.9.4. Prédimensionnement des poteaux d'angle.....	75
II.9.4.1. Dimensions des poteaux	75
II.9.4.2. Choix du poteau le plus sollicité.....	76
II.9.4.3. Descente de charges.....	76
II.9.4.4. Vérification selon le BAEL91 révisées 99	77

Chapitre III

Calcul des éléments Secondaires

III.1. Introduction	81
III.2. Acrotère	81
III.2.1. Introduction	81
III.2.2. Détermination du ferrailage des acrotères.....	81
III.2.3. Détermination des sollicitations.....	82
III.3. Les escaliers	86
III.3.1. Introduction	86
III.3.2. Etude la première et deuxième types des escaliers au niveau sous-sol (exemple de calcul).....	87
III.3.3. Etude la première et deuxième types au niveau RDC (exemple de calcul)	91
III.4. Poutre palière	94
III.4.1. Introduction	94
III.4.2. Evaluation des charges.....	94

Sommaire

III.4.3. Calcul du ferrailage	96
III.5. Les balcons	102
III.5.1. Introduction	102
III.5.2. Balcons en béton armé	102
III.5.3. Etude des balcons	103
III.6. La dalle flottante	110
III.6.1. Introduction	110
III.7. L'ascenseur	111
III.7.1. Introduction	111
III.7.2. Description de l'ascenseur	112
III.7.3. Etude de l'ascenseur	113
III.8. Etude de la dalle machine	115
III.8.1. Introduction	115
III.8.2. Pré dimensionnement	115
III.8.3. Détermination des charges et surcharges	116
III.9. Calcul des planchers	124
III.9.1. Introduction	124
III.9.2. Rôles des planchers	125
III.9.3. Calcul du ferrailage du plancher en dalle pleine	129
III.9.4. Calcul du ferrailage du plancher à corps creux	133
III.9.5. Ferrailage de la dalle de compression	154

Chapitre IV

Etude Sismique de La Structure

IV.1. Introduction	157
IV.2. Choix de la méthode de calcul	157
IV.3. Méthode d'analyse modale spectrale	158
IV.3.1. Principe	158
IV.3.2. Domaine d'application	158
IV.3.3. Spectre de réponse de calcul	158
IV.3.4. Valeur de l'effort sismique global	158
IV.3.5. Classification de site	159
IV.3.6. Détermination des paramètres du spectre de réponse	159
IV.3.7. Nombre de mode à considérer	166
IV.4. Présentation du logiciel " ROBOT 2014 "	166

Sommaire

IV.4.1. Description générale du logiciel Robot	167
IV.4.2. Modélisation de la structure étudiée	167
IV.5. Modélisation tridimensionnelle de la tour	167
IV.5.1. La disposition des voiles	169
IV.5.2. Poids total de la structure	170
IV.5.3. Application de la méthode d'analyse modale spectrale	171
IV.5.4. Nombre des modes considérées.....	172
IV.5.5. Calcul de la force sismique statique.....	180
IV.5.6. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente	180
IV.5.7. Vérification de déplacement	180
IV.5.8. Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$	186
IV.5.9. Vérification de L'excentricité accidentelle	187
IV.5.10. Vérification au renversement.....	189
IV.6. Conclusion	190

Chapitre V

Etude de vent

V.1. Introduction	192
V.2. Application de RNV 99	192
V.2.1. Vérification à la stabilité d'ensemble.....	192
V.2.2. Commentaire :	210
V.3. Vérification de la stabilité :	210
V.4. Conclusion :	210

Chapitre VI

Ferraillage des éléments

Structuraux

VI.1. Introduction	212
VI.2. Etude de ferraillage des poteaux	212
VI.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul	212
VI.2.2. Calcul du ferraillage longitudinal.....	212
VI.2.3. Calcul des armatures transversales.....	214

Sommaire

VI.2.4. Méthode de calcul du ferrailage longitudinal	216
VI.3. Etude de ferrailage des poutres	225
VI.3.1. L'étude des Poutres principales	226
VI.4. Etude de ferrailage des voiles	239
VI.4.1. Introduction	239
VI.4.2. Rôle de contreventement	239
VI.4.3. Aciers Verticaux	240
VI.4.4. Aciers Horizontaux	240
VI.4.5. Règles Communes (selon le RPA).....	240
VI.4.6. Combinaisons.....	241

Chapitre VII

Etude de L'infrastructure

VII.1. Etude du voile périphérique	256
VII.1.1. Introduction.....	256
VII.1.2. Dimensionnement	256
VII.1.3. Evaluation des efforts permanents.....	258
VII.1.4. Ferrailage	258
VII.1.4.1. Combinaisons	259
VII.1.4.2. Pré dimensionnement des voiles périphériques	259
VII.2. Etude de fondation	265
VII.2.1. Introduction.....	265
VII.2.2. Contrainte admissible du sol	265
VII.2.3. Types des fondations superficielles	265
VII.2.4. Déterminations du type de fondation	266
VIII.2.4.1. Etude du radier général.....	266
VIII.2.4.1.1. Pré dimensionnement de radier général	266
VIII.2.4.1.2. Ferrailage du radier.....	272

Conclusion Générale

Conclusion générale	282
----------------------------------	-----

Liste des Figures

Figure I.2.1. Façade Nord/Est.	4
Figure I.2.2. Vue en plan sous-sol.....	5
Figure I.2.3. Vue en plan RDC.	6
Figure I.2.4. Vue en plan EC.....	7
Figure I.2.5. Plan de Toiture.	8
Figure I.2.6. Plancher en corps creux.....	9
Figure I.2.7. Escalier à deux volées.	10
Figure I.2.8. Murs extérieurs.....	10
Figure I.2.9. Murs intérieurs.	11
Figure I.2.10. Revêtement.....	11
Figure I.2.11. Isolation.	12
Figure I.2.12. Acrotère.....	12
Figure I.3.1. Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.	17
Figure I.3.2. Diagramme rectangulaire simplifié.	18
Figure I.3.3. Diagramme Contraintes-Déformations.	21
Figure I.3.4. Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.	23
<hr/>	
Figure II.2.1. Plancher à corps creux.	29
Figure II.2.2 coupe verticale du plancher à corps creux.	30
Figure II.2.3. Schéma de prédimensionnement du plancher.....	32
Figure II.2.4. Dimensionnement d'un panneau de dalle.	32
Figure II.3.1. Section de la poutre.....	35
Figure II.3.2. Section de la poutre principale.....	35
Figure II.3.3. Section de la poutre secondaire.....	36
Figure II.4.1. Dimensionnement des voiles.	38
Figure II.5.1. Différents éléments d'un escalier.	41
Figure II.5.2. Coupe horizontal des escaliers.....	42

Liste des figures

Figure II.5.3. Coupe horizontal des escaliers.....	42
Figure II.6.1. Dimensions du balcon.....	47
Figure II.6.2. Balcon.....	47
Figure II.7.1. Acrotère.....	48
Figure II.8.1. Composants d'un plancher terrasse en corps creux.....	52
Figure II.8.2. Coupe plancher étage courant.....	52
Figure II.8.3. Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.....	53
Figure II.8.4. Composants d'un balcon.....	55
Figure II.8.5. Mur extérieur.....	57
Figure II.8.6. Mur intérieur.....	57
Figure II.8.7. Mur intérieur à double cloison.....	58
Figure II.9.1. Représentation du poteau central le plus sollicité.....	61
Figure II.9.2. Représentation du poteau de rive le plus sollicité.....	72
Figure II.9.3. Représentation du poteau de rive le plus sollicité.....	76
<hr/>	
Figure III.2.1. Dimensions d'un acrotère.....	82
Figure III.2.2. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	85
Figure III.3.1. Différents éléments d'un escalier.....	86
Figure III.3.2. Vue en plan des escaliers.....	87
Figure III.3.3. Charges à l'ELU et l'ELS sur les escaliers type 1 (niveau sous-sols).....	88
Figure III.3.4. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 (niveau sous-sols).....	90
Figure III.3.5. Charges à l'ELU et l'ELS sur les escaliers type 1.....	91
Figure III.3.7. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 (niveau RDC).....	94
Figure III.4.1. Ferrailage de la poutre palière.....	101
Figure III.5.1. Balcon en béton armé en porte-à-faux.....	102
Figure III.5.2. Balcon en béton armé appuyé sur trois côtés.....	102
Figure III.5.3. Balcon en béton armé d'angle.....	102
Figure III.5.4. Schéma statique du balcon.....	103
Figure III.5.5. Schéma de ferrailage du balcon.....	110
Figure III.6.1. Schéma de dalle flottante sur terre-plein.....	111
Figure III.7.1. Schéma d'un ascenseur mécanique.....	112

Liste des figures

Figure III.8.1. Schéma de la dalle machine.	116
Figure III.8.2. Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine.....	123
Figure III.8.3. Ferrailage de la dalle machine.....	124
Figure III.9.1. Plan de coffrage de niveau -3,00 (Plancher à dalle pleine).	126
Figure III.9.2. Plan de coffrage de niveau +4,00 (Plancher RDC).	127
Figure III.9.3. Plan de coffrage de niveau +46,84 (Plancher terrasse).	128
Figure III.9.4. Schéma du ferrailage en travée des dalles. (Nappes inférieures).....	133
Figure III.9.5. Schéma du ferrailage en travée des dalles. (Nappes supérieur).	133
Figure III.9.6. Corps Creux.....	134
Figure III.9.7. Coupe verticale du plancher à corps creux.....	134
Figure III.9.8. Schéma de la poutrelle type 01.	139
Figure III.9.9. Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.....	144
Figure III.9.10. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.	145
Figure III.9.11. Schéma de la poutrelle type 06.	148
Figure III.9.12. Schéma de ferrailage des poutrelles en travée.	152
Figure III.9.13. Schéma de ferrailage des poutrelles en appui.	152
Figure III.9.14. Schéma de la poutrelle type 01 (Plancher terrasse).....	153
Figure III.9.15. Schéma de ferrailage des poutrelles en travée.	154
Figure III.9.16. Schéma de ferrailage des poutrelles en appui.	154
Figure III.9.17. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.	155

Figure IV.3.1. Limites des décrochements en plan.	164
Figure IV.3.2. 1 ^{er} Limite des décrochements en élévation.....	165
Figure IV.3.3. 2 ^{ème} Limite des décrochements en élévation.	165
Figure IV.5.1. Vu en 3D de la structure.	168
Figure IV.5.2. La disposition des voiles.	169
Figure IV.5.3. Spectre de réponse.	171
Figure IV.5.4. 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).	173
Figure IV.5.5. 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de Robot 2014)	173

Liste des figures

Figure IV.5.6. 3 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de Robot 2014)	174
Figure IV.5.7. 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue X-Z (résultats de Robot 2014)	175
Figure IV.5.8. 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue X-Z (résultats de Robot 2014)	176
Figure IV.5.9. 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de Robot 2014)	177
Figure IV.5.10. 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue 3D (résultats de Robot 2014)	178
Figure IV.5.11. 3 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue 3D (résultats de Robot 2014)	179

Figure V.2.1. Action du vent	194
Figure V.2.2. Répartition de la pression dynamique	195
Figure V.2.3. Répartition de Z_j	196
Figure V.2.4. Vue en plan et vue en élévation, sens XZ	198
Figure V.2.5. Répartition de C_{pe} sur les parois horizontales - Direction du vent V1	199
Figure V.2.6. Vue en plan et vue en élévation, sens XY	199
Figure V.2.7. Répartition de C_{pe} sur les parois horizontales - Direction du vent V2	200
Figure V.2.8. Les zones de pression	201
Figure V.2.9. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour b = 26, 70 m	202
Figure V.2.10. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour b = 27, 30 m	203
Figure V.2.11. Force résultante R	207
Figure V.2.12. Excentricité de la force globale horizontale	209

Figure VI.2.1. Disposition générale des armatures sur les poteaux	213
Figure VI.2.2. Simulation statique de l'action sismique sur une construction	215
Figure VI.2.3. Coupe de ferrailage des poteaux 60 × 60 cm²	218
Figure VI.2.4. Coupe verticale de ferrailage des poteaux 60 × 60 cm²	219

Liste des figures

Figure VI.2.5. Coupe de ferrailage des poteaux 55 × 55 cm2 .	219
Figure VI.2.6. Coupe verticale de ferrailage des poteaux 55 × 55 cm2 .	220
Figure VI.2.7. Coupe de ferrailage des poteaux 50 × 50 cm2 .	220
Figure VI.2.8. Coupe verticale de ferrailage des poteaux 50 × 50 cm2 .	221
Figure VI.2.9. Coupe de ferrailage des poteaux 45 × 45 cm2 .	221
Figure VI.2.10. Coupe verticale de ferrailage des poteaux 45 × 45 cm2 .	222
Figure VI.2.11. Coupe de ferrailage des poteaux 40 × 40 cm2 .	222
Figure VI.2.12. Coupe verticale de ferrailage des poteaux 40 × 40 cm2 .	223
Figure VI.2.13. Ferrailage de recouvrement des poteaux 60 × 60 cm2 avec les poteaux 55 × 55 cm2 .	223
Figure VI.2.14. Ferrailage de recouvrement des poteaux 55 × 55 cm2 avec les poteaux 50 × 50 cm2 .	224
Figure VI.2.15. Ferrailage de recouvrement des poteaux 50 × 50 cm2 avec les poteaux 45 × 45 cm2 .	224
Figure VI.2.16. Ferrailage de recouvrement des poteaux 45 × 45 cm2 avec les poteaux 40 × 40 cm2 .	225
Figure VI.3.1. Ferrailage des poutres principales au niveau de travée.	231
Figure VI.3.2. Ferrailage des poutres principales au niveau d'appui.	231
Figure VI.3.3. Ferrailage des poutres principales au niveau de travée de niveaux sous-sol, RDC et terrasse.	232
Figure VI.3.4. Ferrailage des poutres principales au niveau d'appui de niveaux sous-sol, RDC et terrasse.	233
Figure VI.3.5. Ferrailage des poutres principales au niveau de travée de 1 ^{er} à 3 ^{ème} et de 12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage.	233
Figure VI.3.6. Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis de 1 ^{er} à 3 ^{ème} et de 8 ^{ème} à 13 ^{ème} étage.	233
Figure VI.3.7. Ferrailage des poutres principales au niveau de travée de 8 ^{ème} et 11 ^{ème} étage.	234
Figure VI.3.8. Ferrailage des poutres principales au niveau de travée de 4 ^{ème} et 7 ^{ème} étage.	234
Figure VI.3.9. Ferrailage des poutres principales au niveau d'appui de 4 ^{ème} et 7 ^{ème} étage.	234
Figure VI.3.10. Exemple de ferrailage des poutres principales au niveau de portique 1 de niveaux sous-sol, RDC et terrasse.	235

Liste des figures

Figure VI.3.11. Exemple de ferrailage des poutres principales au niveau de portique 1 de 1 ^{er} à 3 ^{ème} et de 12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage.....	235
Figure VI.3.12. Ferrailage des poutres secondaires au niveau de travée de niveaux RDC et terrasse.....	236
Figure VI.3.13. Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appui de niveaux RDC et terrasse.....	236
Figure VI.3.14. Ferrailage des poutres secondaires au niveau de travée de niveaux sous-sol.	237
Figure VI.3.15. Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appui de niveaux sous-sol.	237
Figure VI.3.16. Ferrailage des poutres secondaires au niveau de travée de 1 ^{er} à 3 ^{ème} et de 8 ^{ème} à 13 ^{ème} étage.	237
Figure VI.3.17. Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appui de 1 ^{er} à 3 ^{ème} et de 8 ^{ème} à 13 ^{ème} étage.	238
Figure VI.3.18. Ferrailage des poutres secondaires au niveau de travée de 4 ^{ème} à 7 ^{ème} étage.	238
Figure VI.3.19. Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appui de 4 ^{ème} à 7 ^{ème} étage.	238
Figure VI.4.1. Les voiles.....	239
Figure VI.4.2. Ferrailage du voile VL6 de niveau sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage.	245
Figure VI.4.3. Ferrailage du voile VL6 de 2 ^{ème} étage.....	246
Figure VI.4.4. Ferrailage du voile VL6 de 3 ^{ème} à 6 ^{ème} étage.....	247
Figure VI.4.5. Ferrailage du voile VL6 de 7 ^{ème} étage.....	247
Figure VI.4.6. Ferrailage du voile VL6 de 8 ^{ème} à 10 ^{ème} étage.....	248
Figure VI.4.7. Ferrailage du voile VL6 de 11 ^{ème} à 14 ^{ème} étage.....	249
Figure VI.4.8. Ferrailage du voile VT1 ; T5 de niveau sous-sol.	251
Figure VI.4.9. Ferrailage du voile VT1 ; T5 de niveau RDC.....	252
<hr/>	
Figure VII.1.1. Schéma des voiles périphériques longitudinales avec les poteaux et les poutres.	256
Figure VII.1.2. Schéma des voiles périphériques transversales avec les poteaux et les poutres.	257
Figure VII.1.3. Les différentes charges agissantes aux voiles périphériques transversales	257

Liste des figures

Figure VII.1.4. Exemple de ferrailage d'un type des voile périphériques.....	264
Figure VII.2.1. Vue en 3D du radier.	272
Figure VII.2.2. Diagramme des moments au radier au niveau appuis et travée sens (X.X) (Combinaison ELS).....	273
Figure VII.2.3. Diagramme de déformation au radier au niveau appuis et travée sens (X.X) (Combinaison ELS).....	273
Figure VII.2.4. Diagramme des moments au radier au niveau appuis et travée sens (Y.Y) (Combinaison ELS).....	274
Figure VII.2.5. Diagramme de déformation au radier au niveau appuis et travée sens (Y.Y) (Combinaison ELS).....	274
Figure VII.2.6. Exemple de coupe de ferrailage de la dalle de radier général sens x-x.	275
Figure VII.2.7. Exemple de coupe de ferrailage de la dalle de radier général sens y-y.	276
Figure VII.2.8. Diagramme des moments des nervures principales au niveau appuis et travée sens (x-x) (Combinaison ELS).....	276
Figure VII.2.9. Diagramme des moments des nervures principales au niveau appuis et travée sens (y-y) (Combinaison ELS).....	277
Figure VII.2.10. Coupe de ferrailage des nervures principales au niveau travée.	278
Figure VII.2.11. Coupe de ferrailage des nervures principales au niveau appuis.	278
Figure VII.2.12. Coupe de ferrailage des nervures secondaires au niveau travée.	279
Figure VII.2.13. Coupe de ferrailage des nervures secondaires au niveau appuis.	279
Figure VII.2.14. Vue 3D de notre Tour avec le radier générale.	280

Liste des tableaux

Tableau I.3.1. La limite d'élasticité de l'acier.	20
<hr/>	
Tableau II.8.1. Charge permanente due au plancher terrasse en corps creux « inaccessible »	51
Tableau II.8.2. Charge permanente due au plancher EC.	52
Tableau II.8.3. Charge permanente due au plancher dalle pleine sous-sol.....	53
Tableau II.8.4. Charge permanente due au plancher RDC et EC à dalle pleine.....	53
Tableau II.8.5. Charge permanente due au plancher terrasse à dalle pleine.....	54
Tableau II.8.6. Charge permanente due au balcon terrasse.	54
Tableau II.8.7. Charge permanente due au balcon terrasse.	55
Tableau II.8.8. Charge permanente due au paillasse à 32,35°.	55
Tableau II.8.9. Charge permanente due au palier.	56
Tableau II.8.10. Charge permanente due au mur extérieur e = 30cm	56
Tableau II.8.11. Charge permanente due au mur intérieur e = 10cm	57
Tableau II.8.12. Charge permanente due au mur intérieur e = 25 cm	58
Tableau II.8.13. Charge permanente due au voile e = 20 cm	58
Tableau II.9.1. Pré dimensionnement des poteaux.	59
Tableau II.9.2. Calcule de l'effort admissible des poteaux Nu	63
Tableau II.9.3. Charge d'exploitation Qcum	64
Tableau II.9.4. Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.	65
Tableau II.9.5. Vérifications de l'effort normal des poteaux 1,1 Nu ≤ Nu	69
Tableau II.9.6. Vérification de la contrainte du béton NuB ≤ 0.85 × fc28yb des poteaux	69
Tableau II.9.7. 1 ^{ère} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.	70
Tableau II.9.8. 2 ^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux	71
Tableau II.9.9. Prédimensionnement des poteaux.	71

Liste des tableaux

Tableau II.9.10. Détermination des charges d'exploitation.....	72
Tableau II.9.11. Vérifications de l'effort normal des poteaux $1,1 N_u \leq N_u$	73
Tableau II.9.12. Vérification de la contrainte du béton $NuB \leq 0,85 \times fc28\gamma_b$ des poteaux	74
Tableau II.9.13. 1 ^{ère} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.	74
Tableau II.9.14. 2 ^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.	75
Tableau II.9.15. Prédimensionnement des poteaux.	76
Tableau II.9.16. Détermination des charges d'exploitation.....	77
Tableau II.9.17. Vérifications de l'effort normal des poteaux $1,1 N_u \leq N_u$	77
Tableau II.9.18. Vérification de la contrainte du béton $NuB \leq 0,85 \times fc28\gamma_b$ des poteaux	78
Tableau II.9.19. 1 ^{ère} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.	79
Tableau II.9.20. 2 ^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.	79
<hr/>	
Tableau III.3.1. Charges sur les éléments de l'escalier, 1 ^{er} type.....	87
Tableau III.3.2. Moments et efforts tranchants de calcul.	89
Tableau III.3.3. Charges sur les éléments de l'escalier, 1 ^{er} type.....	91
Tableau III.3.4. Moments et effort tranchant de calcul.	92
Tableau III.4.1. Récapitulation des moments de la poutre palière pour RDC.....	95
Tableau III.4.2. Récapitulation des moments de la poutre palière pour EC.....	96
Tableau III.4.3. Tableau choix de la section d'armatures.	108
Tableau III.8.1. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx, y). .	119
Tableau III.8.2. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx, y). .	119
Tableau III.8.3. Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens.	122
Tableau III.9.1. Combinaison d'action.	129
Tableau III.9.2. Résultats des sollicitations à l'ELU et ELS.....	130

Liste des tableaux

Tableau III.9.3. Résultats des moments fléchissant à l'ELU et ELS.	130
Tableau III.9.4. Résultats de Ferrailage.	131
Tableau III.9.5. Vérification des contraint à l'ELS.	133
Tableau III.9.6. les différentes charges sur les poutrelles.	137
<hr/>	
Tableau IV.3.1. Caractéristiques massiques et géométriques de la Tour.	163
Tableau IV.3.2. Pénalité en fonction de critère de qualité.	166
Tableau IV.5.1. Périodes et facteurs de participation modale.	170
Tableau IV.5.2. Les réactions à la base.	180
Tableau IV.5.3. Vérification de la résultante des forces sismiques.	180
Tableau IV.5.4. Les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons sismiques.	181
Tableau IV.5.5. Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ sens X (Combinaison Ex).	187
Tableau IV.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ sens Y (Combinaison Ey).	187
Tableau IV.5.7. Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels	189
Tableau IV.5.8. Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal	190
Tableau IV.5.9. Vérification de renversement de la Tour sens transversal	190
<hr/>	
Tableau V.2.1. Définition de catégorie de terrain.	193
Tableau V.2.2. Valeurs de $CT(z)$	194
Tableau V.2.3. Valeurs de la pression dynamique de référence.	194
Tableau V.2.4. Valeurs des q_{dyn} appliqués de chaque niveau.	197
Tableau V.2.5. valeurs de C_p dans le cas : $C_{pi} = 0,8$	204
Tableau V.2.6. valeurs de C_p dans le cas : $C_{pi} = 0,5$	204
Tableau V.2.7. Valeurs de q_j dans le sens longitudinale Pour : $C_{pi} = 0,8$	205
Tableau V.2.8. Valeurs de q_j dans le sens longitudinale Pour : $C_{pi} = 0,5$	205
Tableau V.2.9. Valeurs de q_j dans le sens longitudinale Pour : $C_{pi} = 0,8$	205
Tableau V.2.10. Valeurs de q_j dans le sens longitudinale Pour : $C_{pi} = 0,5$	205
Tableau V.2.11. Résultats des efforts appliqués à la Tour de chaque niveau.	207
Tableau V.2.12. Résultats des efforts de vent appliqués à la base de la Tour.	208

Liste des tableaux

Tableau VI.2.1. Au (min) et Au (max) Selon le BAEL 91 de chaque section du poteau.	213
Tableau VI.2.2. Au (min) et Au (max) Selon le RPA 99 de chaque section du poteau....	214
Tableau VI.2.3. Au (min) de chaque section du poteau.....	214
Tableau VI.2.4. Résultats des efforts correspondant à chaque poteau à ELU.....	217
Tableau VI.2.5. Résultats des efforts correspondant à chaque poteau à ELS.....	217
Tableau VI.2.6. Résultats des efforts correspondant à chaque poteau à ELA.....	217
Tableau VI.2.7. Résultats du ferrailage par niveau.....	218
Tableau VI.3.1. Exemple de calcul des armatures longitudinales (14^{ème} étage).....	226
Tableau VI.3.2. Ferrailage des poutres principales.	232
Tableau VI.4.1. Les résultat des voiles longitudinales.	241
Tableau VI.4.2. Ferrailage du voile longitudinal VL1	242
Tableau VI.4.3. Ferrailage du voile longitudinal VL2	242
Tableau VI.4.4. Ferrailage du voile longitudinal VL3	243
Tableau VI.4.5. Ferrailage du voile longitudinal VL4	243
Tableau VI.4.6. Ferrailage du voile longitudinal VL5	244
Tableau VI.4.7. Ferrailage du voile longitudinal VL6	244
Tableau VI.4.8. Les résultat des voiles transversales.	249
Tableau VI.4.9. Ferrailage du voile transversal VT1 ; T5	249
Tableau VI.4.10. Ferrailage du voile transversal VT2 ; T4	250
Tableau VI.4.11. Ferrailage du voile transversal VT3	250
<hr/>	
Tableau VII.1.1. Pré dimensionnement des voiles	259
Tableau VII.1.2. Les résultat des voiles périphériques longitudinales et transversales.	260
Tableau VII.1.3. Ferrailage du voile périphérique longitudinal VPL	260
Tableau VII.1.4. Ferrailage du voile périphérique transversal VPT	261
Tableau VII.2.1. Moment des radier suivant les deux sens.	275
Tableau VII.2.2. Ferrailage des radier suivant les deux sens.	275
Tableau VII.2.3. Moment des radier suivant les deux sens.	277
Tableau VII.2.4. Ferrailage des radier suivant les deux sens.	277

La signification des principales notations est la suivante :

Notions

Notations en majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
B	Aire D'une section de béton,
C_p	Facteur de force Horizontale,
C_T	Aire D'une section de béton,
D	Facteur d'Amplification Dynamique moyen,
D	Diamètre,
E	Module d'élasticité longitudinale,
E_b	Module de déformation longitudinale du béton,
E_i	Module d'élasticité de l'acier,
E_s	Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours)
E_v	Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours)
F	Force ou action en général,
G	Action permanente, module d'élasticité transversale,
Q	Charges d'exploitations,
I	Moment d'inertie,
K	Coefficient,
L	Longueur ou portée,
L_f	Longueur de flambement.
M	Moment en général, moment de flexion le plus souvent,
M_G	Moment fléchissant développé par les charges permanentes,
M_Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations,

M_u	Moment de calcul ultime,
M_{ser}	Moment de calcul de service,
M_t	Moment en travée,
M_a	Moment sur appuis,
N	Effort normal,
S_t	Espacement des armatures transversales,
T	Effort Tranchant, période,
T	La période,
V	Effort tranchant a la base
W_p	Poids,
E.L.U	Etat limite ultime,
E.L.S	Etat limite service,

Notations en minuscules :

a	Une dimension,
a_i	Coefficient correcteur,
b	Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section),
d	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus Comprimée,
d'	Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée,
f_e	Limite d'élasticité de l'acier,
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours,
f_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours,
f_{c28}, f_{t28}	Grandeurs précédentes avec $j = 28$ jours,
h	Hauteur totale d'une section de béton armé,
i	Rayon de giration d'une section,

Notions

j	Nombre de jours,
k	Coefficient en général,
l	Longueur ou portée (on utilise aussi L),
l_f	Longueur de flambement,
n	Coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre entier,
p_q	Facteur de pénalité,
r_i	La rigidité
x	Coordonnée en général, abscisse en particulier,
y	Coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie,
γ_s	Coefficient de sécurité dans l'acier,
γ_b	Coefficient de sécurité dans le béton,
ε	Déformation relative,
ε_{bc}	Raccourcissement relatif du béton comprimé,
ε_s	Allongement relatif de l'acier tendu,
ε'_s	Raccourcissement relatif de l'acier comprimé,
η	Coefficient de fissuration relatif à une armature,
ν	Coefficient de poisson, coefficient sans dimension,
ρ	Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton,
σ	Contrainte normale en général,
λ	Élancement,
τ	Contrainte tangente (de cisaillement),
σ_{bc}	Contrainte de compression,
σ_{st} Et σ_{sc}	Contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s et σ'_s ,
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier,
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton,
β	Coefficient de pondération,
σ_{sol}	Contrainte du sol,



Introduction Générale

Introduction

Générale

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. De ce fait, pour notre projet de fin de cycle (Master II), nous avons jugé utile d'élaborer une étude structurale de bâtiments en béton armé. Cela dit, dans l'optique de mettre en application les connaissances acquises durant nos cinq années de formation.

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**BAEL91 révisée 99, RPA 99 / version 2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.



Chapitre I



**Présentation de l'ouvrage
& caractéristiques des matériaux**

CHAPITRE

I

Présentation de l'ouvrage & Caractéristiques des matériaux

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à étudier l'ensemble des éléments d'une tour à usage commerciale et d'habitation, composée d'un étage sous-sol et Rez de chaussée plus quatorze étages. L'étage sous-sol pour vocation parking, RDC commercial et les autres étages sont des logements d'habitation.

Selon les plans établis par l'architecte, on peut constater que la terrasse est inaccessible sauf pour les travaux d'entretien régulier.

La structure de notre projet sera implantée dans la wilaya de JIJEL la configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation classé selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99/version 2003**) comme une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) et sur un terrain classé au catégorie S₃ " Site meuble ".

I.2. Description de l'ouvrage

I.2.1. Dimensions en élévation

✚ Hauteur de sous-sol	3,00 m.
✚ Hauteur de RDC	4,00 m.
✚ Hauteur d'étage courant	3,06 m.
✚ Hauteur totale du bâtiment sans acrotère	46,84 m.
✚ Hauteur totale du bâtiment avec acrotère	47,44 m.

I.2.2. Dimensions en plan

✚ Longueur totale	27,3 m.
✚ Largeur totale	26,70 m.

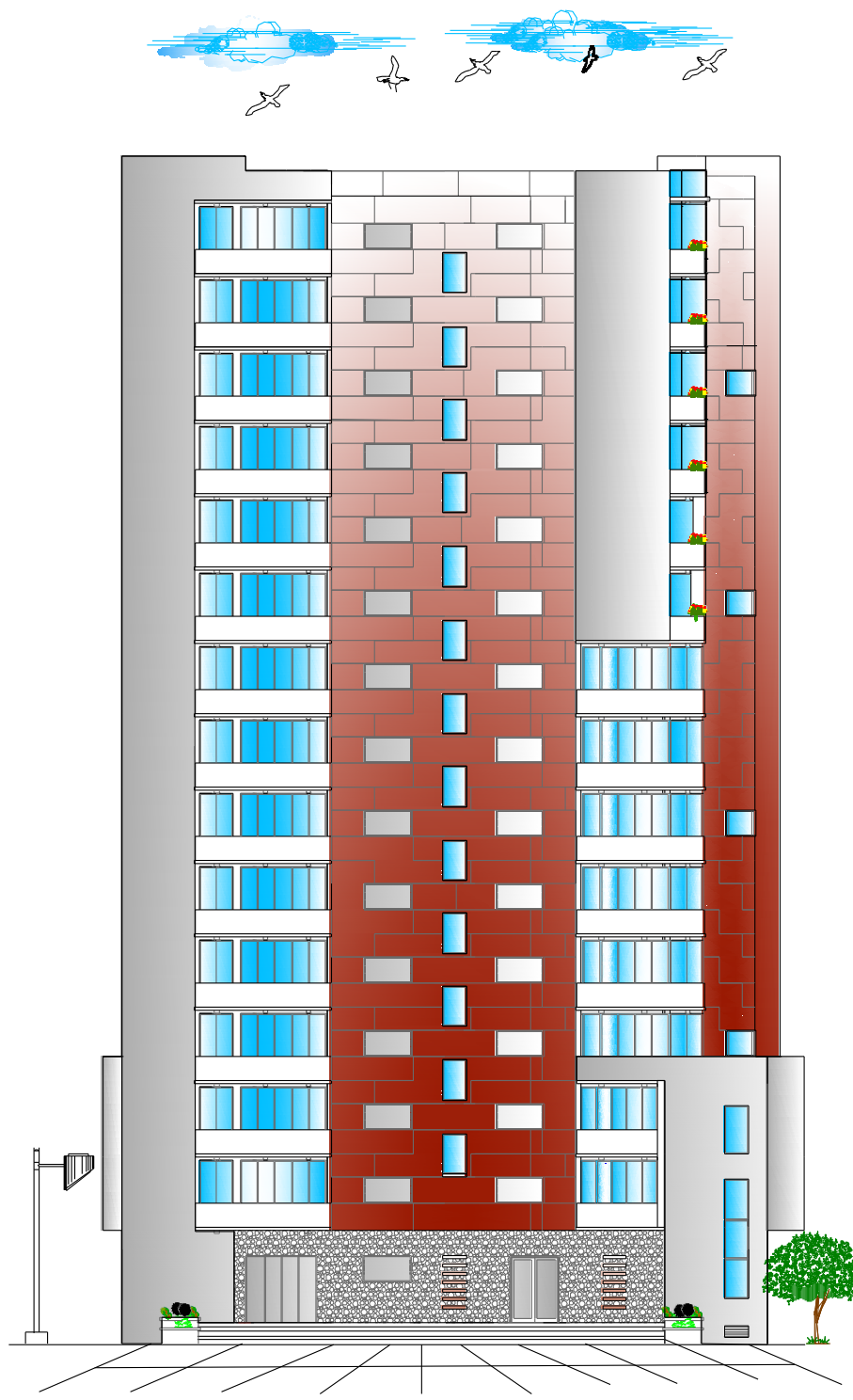


Figure I.2.1. Façade Nord/Est.

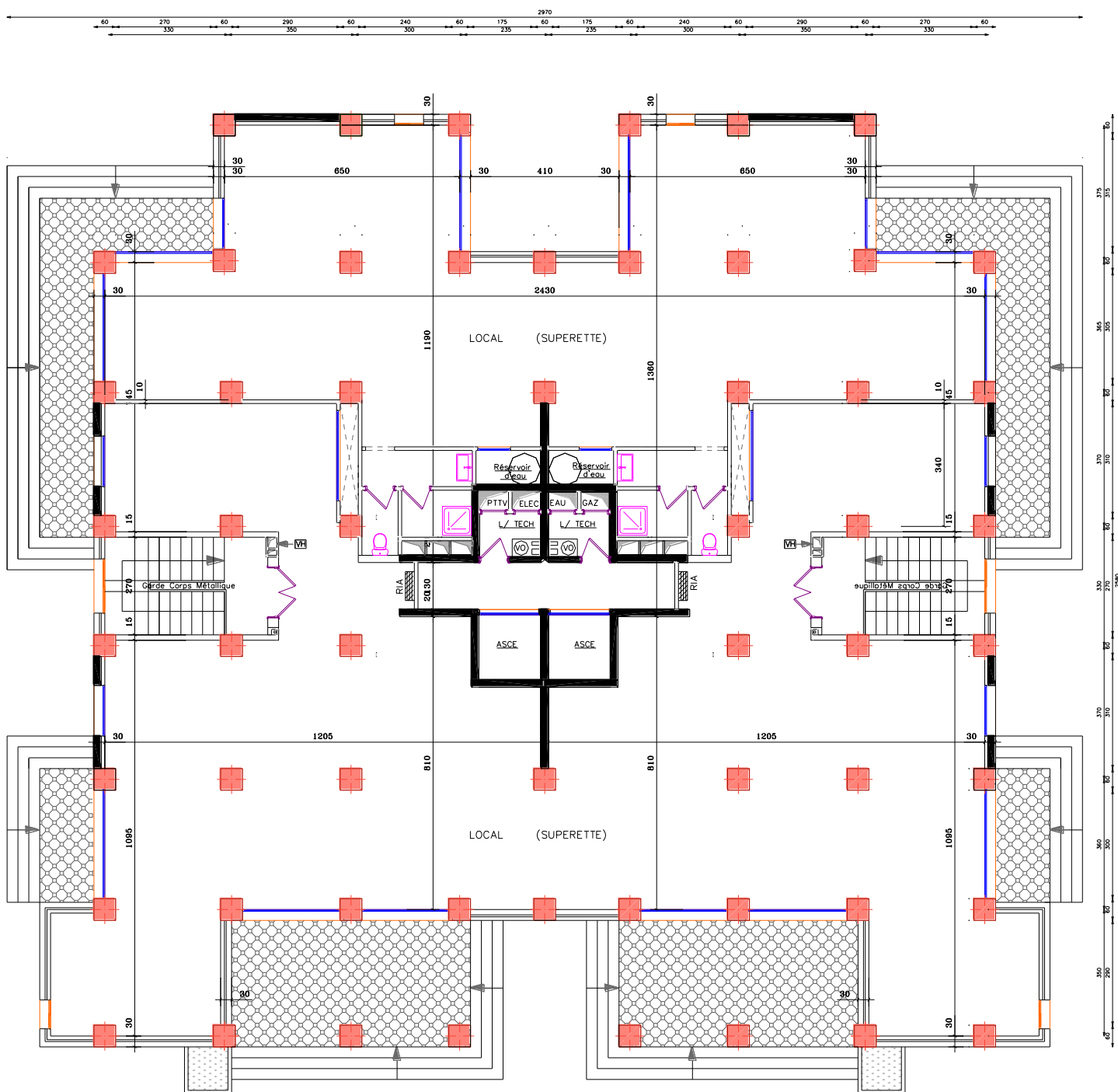


Figure I.2.3. Vue en plan RDC.

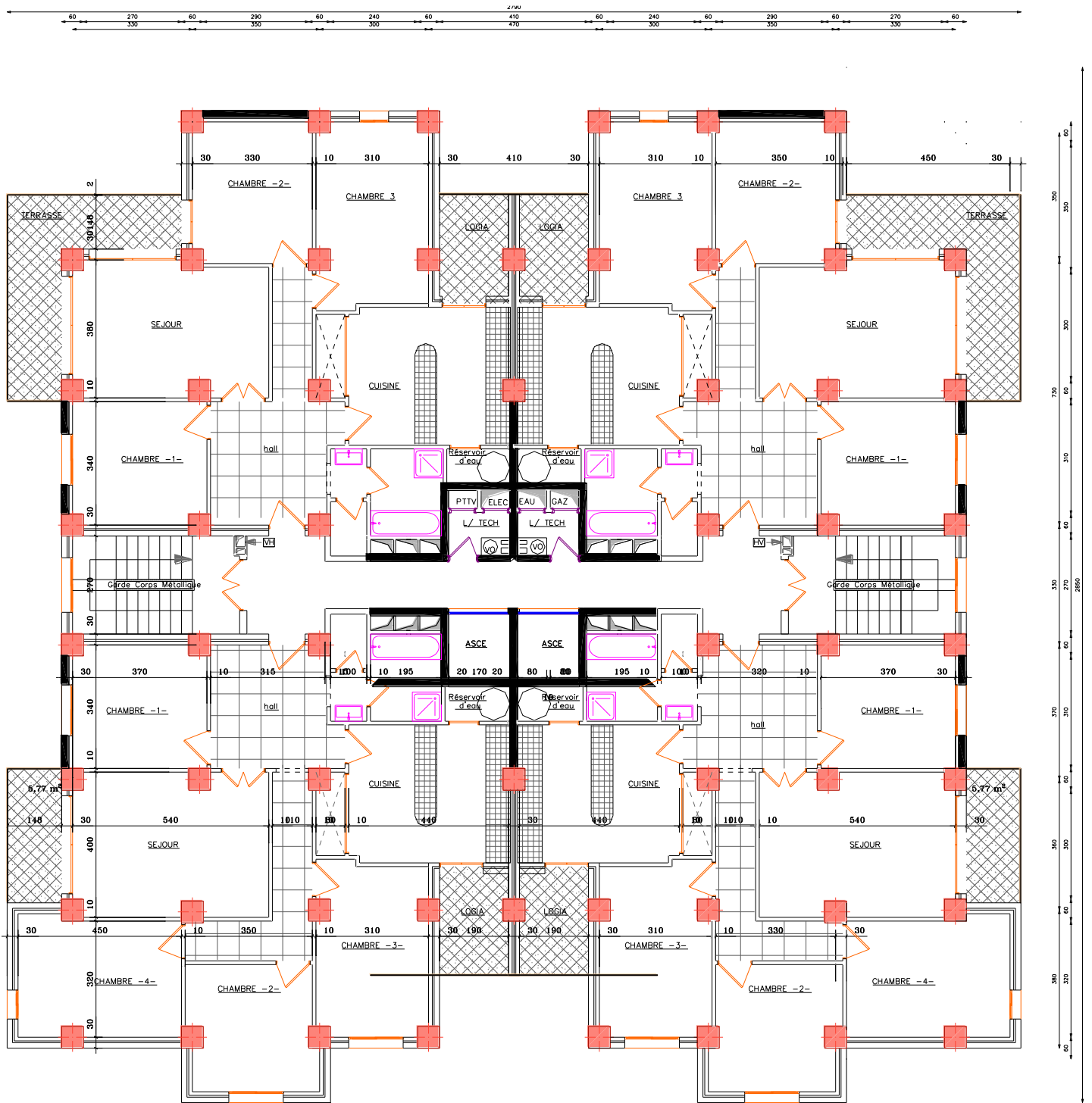


Figure I.2.4. Vue en plan EC.

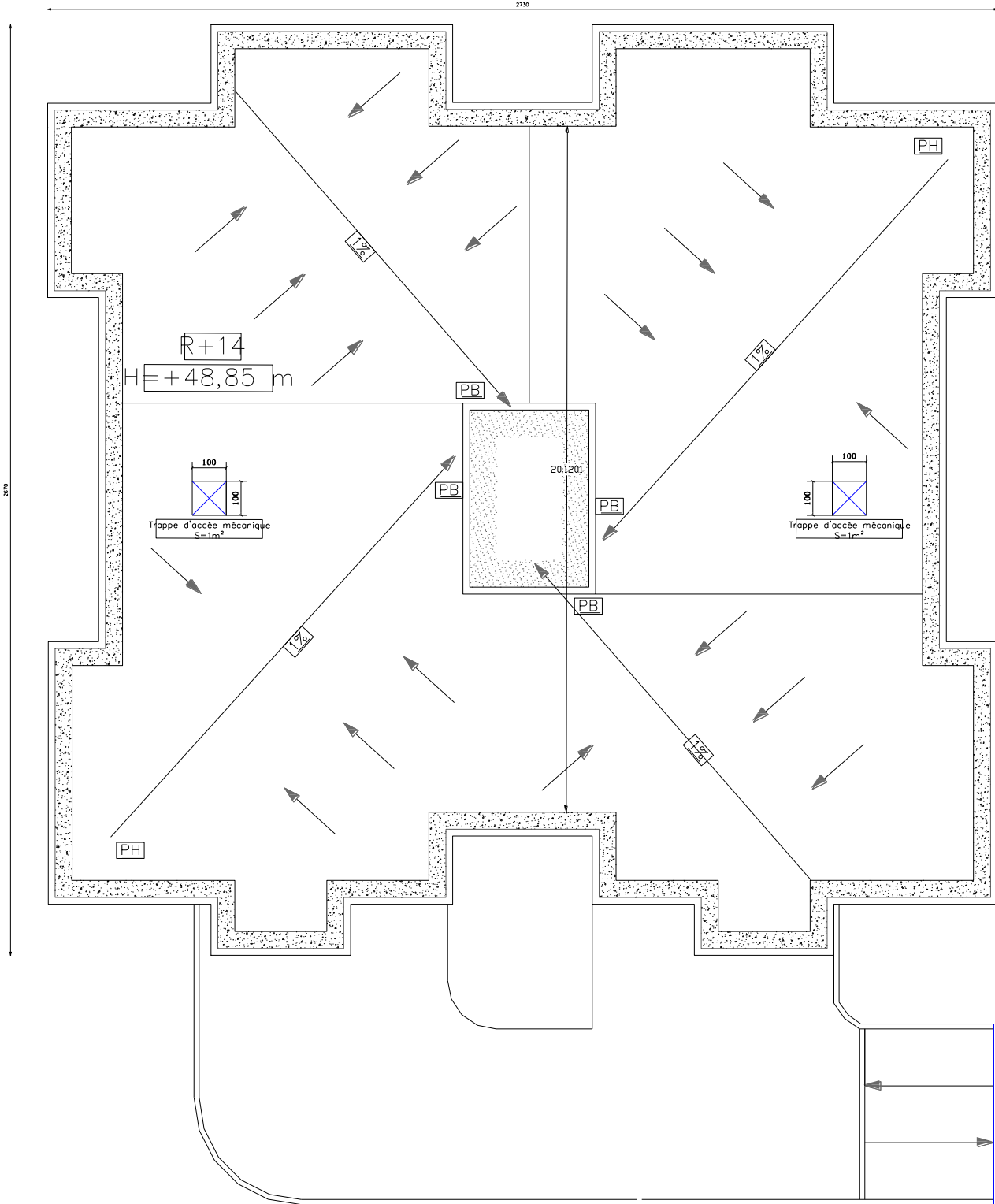


Figure I.2.5. Plan de Toiture.

I.2.3. Ossature et système constructif adopté

I.2.3.1. Ossature de l'ouvrage

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le **RPA 99 / version 2003**, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.2.3.2. Planchers

Les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type **(16 + 4) cm** plus des planchers en dalle pleine.

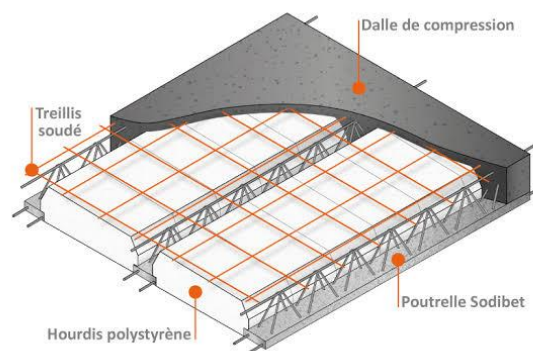


Figure I.2.6. Plancher en corps creux.

I.2.3.3. Escaliers

Notre tour comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

Dans notre projet on a un seul type d'escalier :

- ✚ Escalier à deux volées.

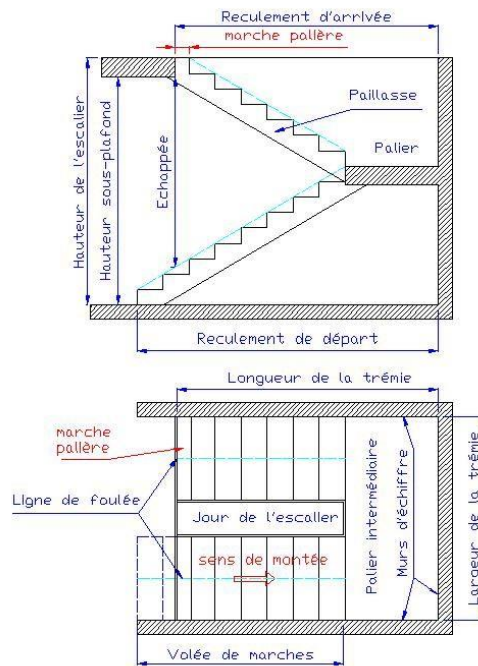


Figure I.2.7. Escalier à deux volées.

I.2.3.4. Maçonnerie

On distingue :

- ✚ Mur extérieur (double paroi).
- ✚ Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

➤ Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses (15 cm, 10 cm) avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

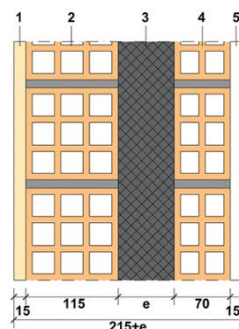


Figure I.2.8. Murs extérieurs.

➤ **Murs intérieurs :**

Sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm, d'épaisseur.



Figure I.2.9. Murs intérieurs.

I.2.3.5. Revêtement

Le revêtement du tour est constitué par :

- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

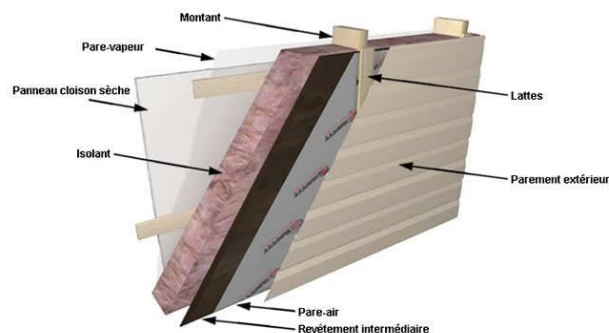


Figure I.2.10. Revêtement.

I.2.3.6. Isolation

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse

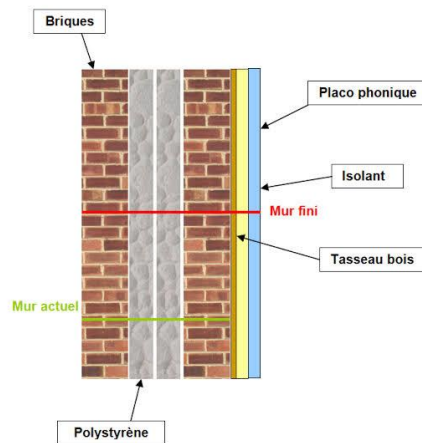


Figure I.2.11. Isolation.

I.2.3.7. Acrotères

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

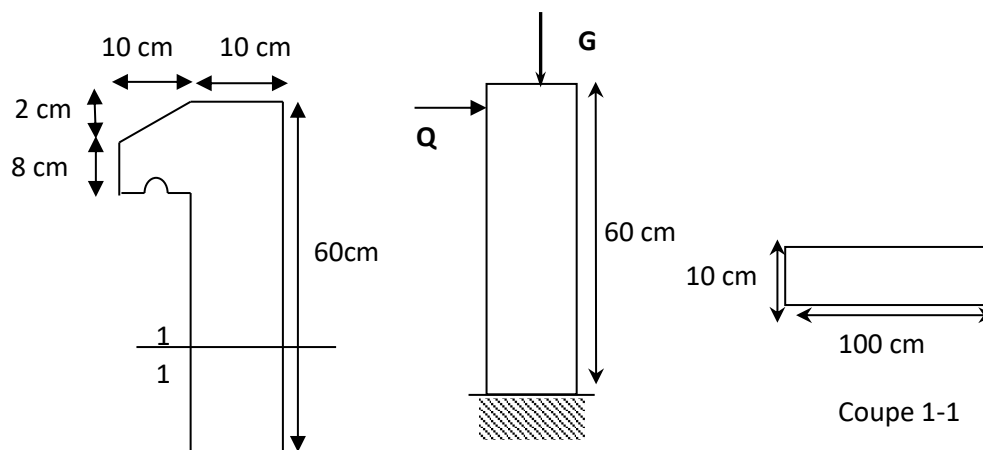


Figure I.2.12. Acrotère.

I.2.4. Données du site

Le projet en question est un bâtiment, implantée à plateau wilaya Jijel dont le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme zone de moyenne sismicité zone **Ila**.

- ✚ L'ouvrage appartient au groupe d'usage **1B**.
- ✚ Le site est considéré comme meuble (**S3**).
- ✚ Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2.0$ bars.

I.2.5. Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✚ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- ✚ La résistance du béton à la traction est : $f_{ct28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- ✚ Le module d'élasticité différé est : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- ✚ Le module d'élasticité instantané est : $E_{ij} = 32456.595 \text{ Mpa}$.
- ✚ La limite élastique de l'acier à Haute adhérence est : $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA 93**, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL 91**, ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA 99/2003**.

I.3.1. Le béton

A. Introduction

Le béton est le matériau de construction le plus répandu à l'époque actuelle, à cause de sa résistance en donnant un monolithisme à la construction, il est destiné à réaliser des éléments structuraux dans le domaine du bâtiment et du génie civil. Il est composé de plusieurs constituants élémentaires tels que : le ciment, les Agrégats et l'eau. Pour répondre aux besoins de certains usages des ajouts peuvent être envisagés tels que : les adjuvants, les fines, les additions...etc.

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (Armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

B. Principaux caractéristiques et avantages du béton

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- ✓ Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- ✓ La mise en place des armatures dans le coffrage.

- ✓ Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- ✓ Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats

C. Les matériaux composants le béton

On appelle béton un matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

✓ Ciment

Le ciment se présente sous la forme d'une poudre fine de couleur grise ou blanche. La dimension des grains de ciment est caractérisée par la valeur de la finesse Blaine qui mesure la surface totale des grains contenus dans 1 gramme ; la finesse Blaine des ciments est de l'ordre de 3 500 à 4 500 cm²/g. La dimension caractéristique des grains de ciment est d'environ 30 à 50 | Obtenu par cuisson à 1450°C d'un mélange homogène de calcaire et d'argile, dans la proportion 80 %/20.

✓ Granulats

Les granulats rocheux sont constitués par les sables, les gravillons et les cailloux. Ils forment le squelette du béton.

✓ Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

✓ **Graviers**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre **5 et 25 à 30 mm**. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

✓ **L'eau**

L'eau, dite eau de gâchage, doit présenter les propriétés d'une eau potable.

✓ **Les adjuvants**

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés en faibles quantités au béton frais afin d'en améliorer certaines propriétés. Ils représentent entre **1 et 3 %** du poids du ciment.

Leur rôle et leur efficacité dépendent de la nature du produit chimique et de l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais.

D. Dosage du béton

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- ✓ 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- ✓ 400 L de sable $C_g \leq 5 \text{ mm}$
- ✓ 800 L de gravillons $C_g \leq 25 \text{ mm}$
- ✓ 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se former soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent Élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de Compression.

E. Résistances mécaniques du béton

a. Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance (f_{cj}) à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale des éprouvettes cylindriques après une conservation dans les conditions définies par les normes : âge aux 28 jours, les dimensions de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur et une température ambiante.

Les règles **BAEL** donnent les formules ou les expressions de variation de la contrainte du béton en fonction de son âge :

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{pour } j > 28 \text{ jour} \quad f_{cj} = 1,10 \times f_{c28}$$

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jour notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule :

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

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

F. Méthode de calcul

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

✓ Définition des états limites

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

En d'autres termes, c'est un état qui satisfait strictement ces conditions par l'effet des actions revues sur la construction ou l'un de ces éléments.

G. Déformation et contrainte de calcul

✚ Etat limite ultime de résistance

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi Parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :

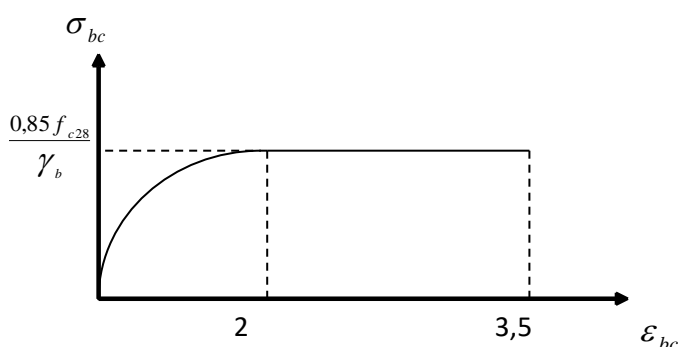


Figure I.3.1. Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

Précisons que la courbe en pointillé est celle mise en évidence par l'essai et la courbe en trait continu est une simplification de cette dernière pour faciliter les calculs.

$$\epsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$\epsilon_{bc2} = 3,5\text{‰} \quad \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{bc1} = (4,5 - 0,025f_{cj}) \text{‰} \quad \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa}$$

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

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

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ Cas général.

$\gamma_b = 1,15$ Cas accidentel.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement.

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc} \quad (4 - 103 \times \epsilon_{bc})$$

Coefficient d'application

ELS : La contrainte de compression du béton a l'**ELS** (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

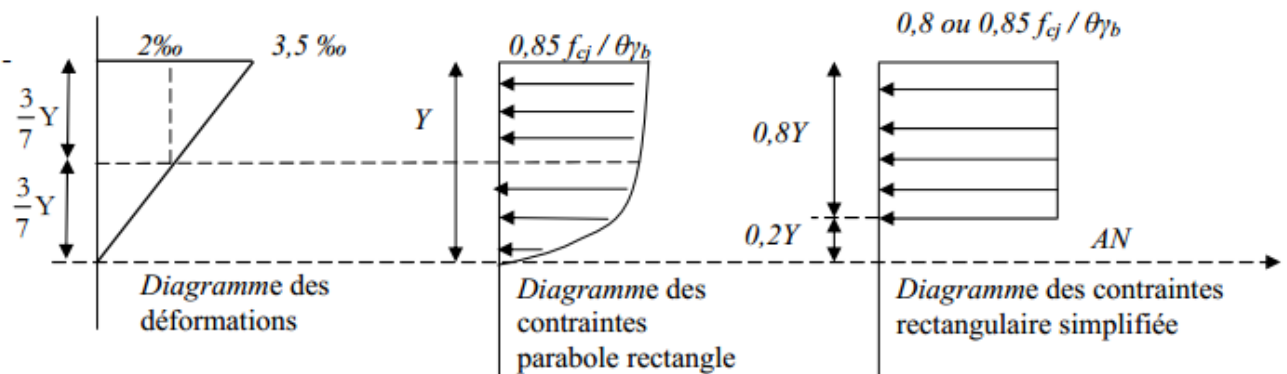


Figure I.3.2. Diagramme rectangulaire simplifié.

Sur une distance de **0,2 y** compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.

Sur la distance restante **0,8 y** la contrainte à pour valeur **0,85 × f_{cj} / (γ_b × θ)** pour les zones comprimées dont largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0,85 \times f_{cj} / (\gamma_b \times \theta)$ Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

H. Contrainte ultime de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

I. Module de déformation longitudinale du béton

- **Module de déformation instantanée**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24h**. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj} \times 1/3 \quad \text{Avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

- **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 :

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

J. Module de déformation transversale

- **Coefficient de poisson**

L'allongement d'un objet quand il est soumis à une force de traction s'accompagne d'un rétrécissement de sa section. Le coefficient de poisson ν est le rapport entre le rétrécissement dans une direction perpendiculaire à l'effort subi et l'allongement dans la direction de l'effort

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec $(\Delta d / d)$: Déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: Déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$\nu = 0,2$ Pour ELS (béton non fissuré)

$\nu = 0,0$ Pour ELU (béton fissuré)

I.3.2. Caractéristiques mécaniques de l'acier

A. La limite d'élasticité garantie f_e

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant

Tableau I.3.1. La limite d'élasticité de l'acier.

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant. Épingles de levage des pièces préfabriquées
	FeE24	235	
Barres HA Type 1 et 2	FeE40	400	Emploi courant.
	FeE50	500	
Fils tréfile HA Type 3	FeTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE50	500	
Treillis soudés -lisses -Type 4	TSL	500	Emploi courant
	TSHA	520	

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence (HA) **FeE400** type1 (limite d'élasticité $f_e = 400\text{MPa}$), et pour les armatures transversales est un rond lisse **FeE24** ($f_e = 235\text{MPa}$).

Le module d'élasticité : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$

B. Diagramme déformation contrainte de calcul :

❖ Contrainte limite ultime :

La contrainte limite de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

σ_s : Contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

f_e : limite élastique de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions

$\gamma_s = 1,15$ Dans les cas courants

$\gamma_s = 1,00$ Dans les cas accidentels.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier : $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

❖ **Contrainte limite de service :**

- **Fissuration peu nuisible :** aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans le béton.

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) \text{ (MPa)}$$

- **Fissuration très préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 110\eta\right) \text{ (MPa)}$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ Pour les aciers ronds lisses

$\eta = 1,60$ Pour les aciers à haute adhérence.

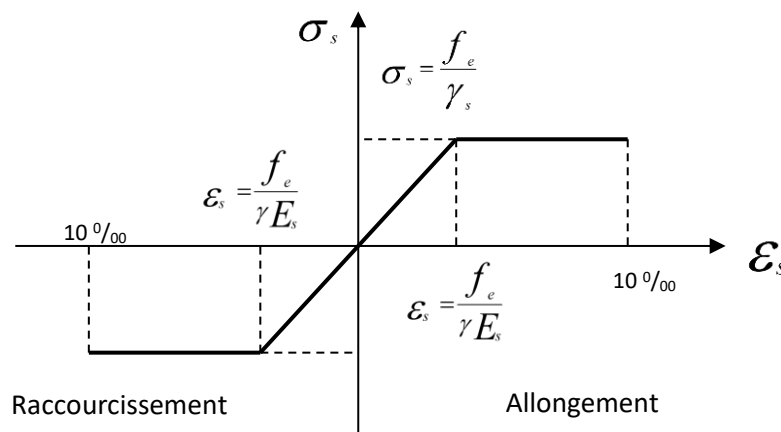


Figure I.3.3. Diagramme Contraintes-Déformations.

❖ **Le coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $n = \frac{E_s}{E_b}$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

Pour notre cas, on admet pour σ_s les valeurs suivantes :

- rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} \end{cases}$ situation durable
situation accidentelle
- haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$ situation durable
situation accidentelle

Allongement de rupture : $\epsilon_s = 10\%$

C. Contrainte limite de traction des armatures

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

η : coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les Ronds Lisses (RL) , $\eta = 1.6$ pour les Hautes Adhérences (HA)).

Poids volumique

Béton armé $\gamma_b = 25 \text{ KN /m}^3$

Béton non armé $\gamma_{ba} = 22 \text{ KN /m}^3$

Acier $\gamma_s = 78,5 \text{ KN /m}^3$

D. Etats limites

Suivant les règles **BAEL** on distingue deux états limites de calcul :

- ✓ Etats limite ultime de résistance **ELU**.
- ✓ Etats limite de service **ELS**.

a. ELU

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en Supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui

correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne **RPA 99 / version 2003**. On doit par ailleurs vérifier que l'**ELU** n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

- **Hypothèse de calcul**

Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.

Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

La résistance du béton à la traction est négligée.

Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.

Le béton en compression.

L'acier en traction et en compression.

- **Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99,p83)**

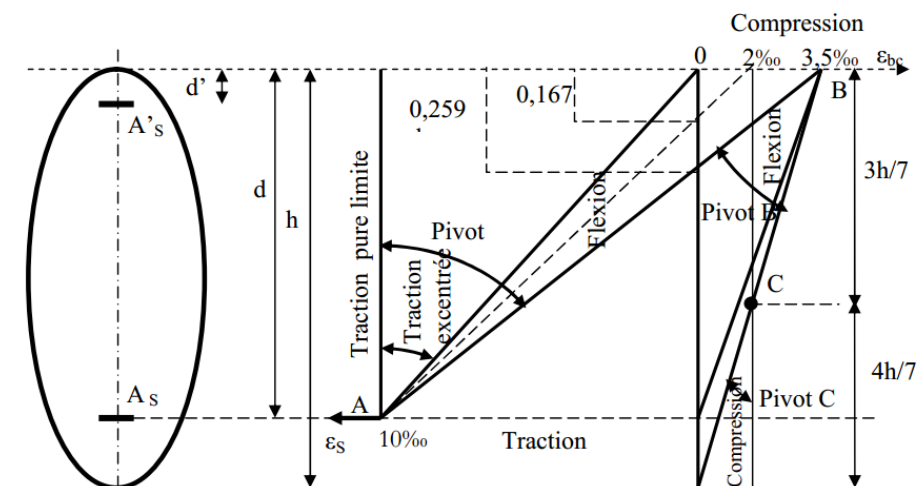


Figure I.3.4. Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.

- ✚ Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés Pivots.

- ✚ **Traction pure** : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰.

L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.

- ✚ **Traction excentrée** : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\varepsilon_s < 10\text{‰}$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0.

Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

- ✚ **Flexion (simple ou composée)** : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$ et $\varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$.

- La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \cdot AB$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha_{AB} = 3,5/(10 + 3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec :

$0 \leq \alpha \leq 0,259$ Admet le pivot A.

Cas particulier où $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ et $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ correspond à $\alpha = 2/(10 + 2) = 0,167$

- Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ε_{bc} au-delà de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que :

$\varepsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1.

- La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.

- Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B.

- ✚ **Compression** : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

- La compression simple admet le pivot C.

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ Sur la fibre la plus comprimée.

$\varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ Sur la fibre la plus moins comprimée.

En résumé

Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

Pivot B : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.

Pivot C : compression simple ou composée.

b. ELS

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

- **Hypothèse de calcul**

Les sections droites restent planes.

- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ Le béton tendu est négligé.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

Par convention (n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = E_s / E_b = 15 \text{ « Coefficient d'équivalence »}$$

I.4. Actions et sollicitations

❖ Actions :

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

On notera :

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

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

E : Action accidentelles (séisme, effet de choc « explosion »).

❖ Sollicitations :

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

❖ Les combinaisons utilisées dans notre étude :

À l'état limite ultime ELU

➤ $1,35.G + 1,5.Q$

A l'état Limite de Service ELS

➤ $G + Q$

❖ Sollicitations sismiques :

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

➤ $G + Q \pm E.$

➤ $G + Q \pm 1,2 E.$

➤ $0,8 G \pm E$

I.5. Règles de calcul

Actuellement en Algérie, les bureaux d'études spécialisés dans la conception et le calcul des structures utilisent les règlements suivants :

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA/93 (DTR-BC 2.41)**.
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en acier **CCMA97 (DTR B.C. 2.44)**.
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99-version 2003 (DTR B.C. 2.48)**.
- ✓ Règlement neige et vent **RNV1999 (DTR C 2-4.7)**.
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation **(DTR B.C. 2.2)**.
- ✓ Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton **(DTR B.C. 2-4.10)**.



Chapitre II



**Prédimensionnement
des éléments & descente des charges**

CHAPITRE

II**Pré dimensionnement des éléments
Et descente charge****II.1. Introduction**

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le BAEL91 et RPA99/ version 2003. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la régle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

Dans ce chapitre, on va faire un pré dimensionnement pour chaque type d'éléments suivants :

- ✚ Planchers
- ✚ Poutres
- ✚ Poteaux
- ✚ Escaliers

II.2. Pré dimensionnement du plancher

Ce présent ouvrage est constitué par des planchers en corps creux pour (RDC et EC) et des planchers à dalle pleine pour le Sous-sols.

II.2.1. Plancher en corps creux

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (Cours creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- ✚ Facilité de réalisation.
- ✚ Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique.
- ✚ Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.

✚ Economie dans le coût de coffrage.

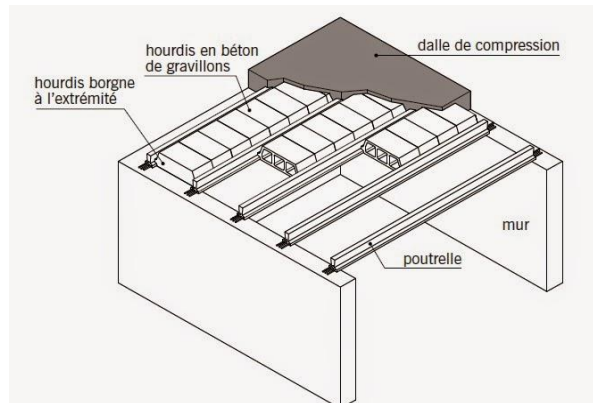


Figure II.2.1 : Plancher à corps creux.

L'épaisseur des planchers à corps creux est en fonction de la hauteur des poutrelles h_t , des conditions d'utilisation et de résistance.

On déduit donc l'épaisseur des planchers à partir des conditions ci-après :

✚ Résistance au feu

D'après le BEAL 91

- $e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5 \text{ cm}$ Pour un coupe-feu de quatre heures.
- On admet que : $e = 18 \text{ cm}$

✚ Condition de flèche

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$h_t \geq \text{Max} \left\{ \frac{l_x}{15} \times \frac{M_t}{M_0}; \frac{l_x}{22,5} \right\}$$

Avec :

l_x : La plus grande portée dans le sens de disposition des nervures (Entre nus des appuis).

$$l_x = 340 \text{ cm}$$

M_t : Le moment en travée $M_t \geq 0.75 M_0$

M_0 : Le moment isostatique correspondant.

$$h_t \geq \text{Max} \left\{ \frac{l_x}{15} \times \frac{M_t}{M_0}, \frac{l_x}{22,15} \right\} \rightarrow h_t \geq \text{Max} \left\{ \frac{340}{15} \times 0,75 ; \frac{340}{22,5} \right\}$$

$$h_t \geq \text{max}\{17 ; 15,11\}$$

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

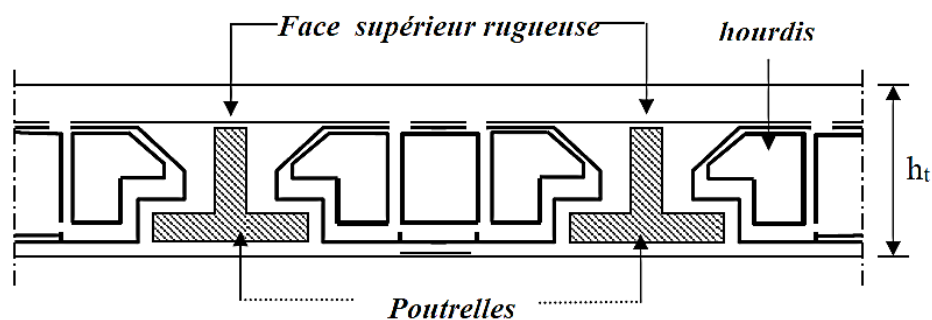


Figure II.2.2 : coupe verticale du plancher à corps creux.

✚ Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation phonique.

On limite donc notre épaisseur à : $e = 16 \text{ cm}$

$$h_t = \text{max} \{18, 20, 16\} \text{ (cm)}.$$

$$h_t = (16 + 4) \text{ cm} \text{ Donc } h_t = 20 \text{ cm}.$$

Donc : On utilise un plancher en corps creux de type (16+4) de dimension, tel que :

16 cm : l'épaisseur du corps creux.

4 cm : l'épaisseur de la dalle de compression.

II.2.1.1. Dimensions des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).

Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

II.2.1.2. Prédimensionnement des poutrelles

Pour les dalles de compression en a : (16+4)

Pour la largeur de la nervure nous avons :

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

$$b_0 \geq (0,3ht ; 0,4ht) \rightarrow b_0 \geq (6 ; 8)$$

$$\text{En adopte } \rightarrow b_0 = 10 \text{ cm}$$

La largeur de la table de compression est déterminée à partir des conditions suivantes :

$$b_1 \geq \min \left[\frac{L_{\text{hourdis}}}{2} ; \frac{L_{\text{max}}}{10} \right]$$

$$L_{\text{hourdis}} = 55 \text{ cm} \text{ et } L_{\text{max}} = 380 \text{ cm}$$

$$\checkmark b_1 \geq \min[27,5 ; 38]$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$\checkmark 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \rightarrow 24 \leq b_1 \leq 32$$

$$\text{En prend la plus faible valeur } \rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$\text{Par suite en : } b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65 \text{ cm}$$

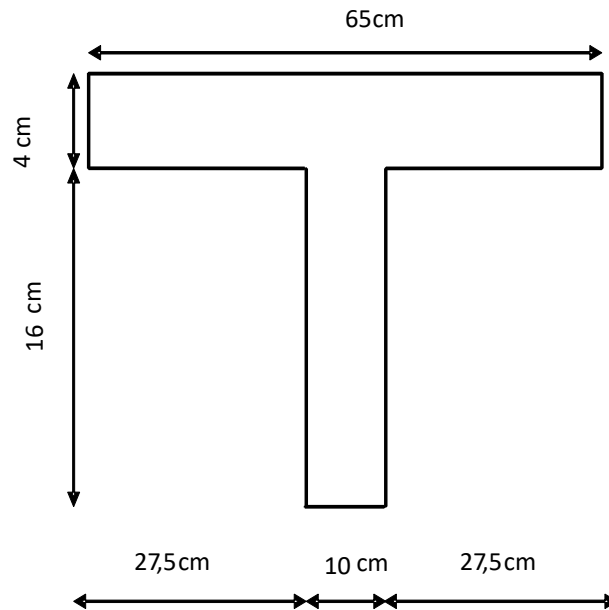


Figure II.2.3 : Schéma de prédimensionnement du plancher.

II.2.2. Plancher à dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions (généralement rectangulaires de dimensions l_x et l_y ($l_x \leq l_y$)) et d'épaisseur e . Elles peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis (figure II.4).

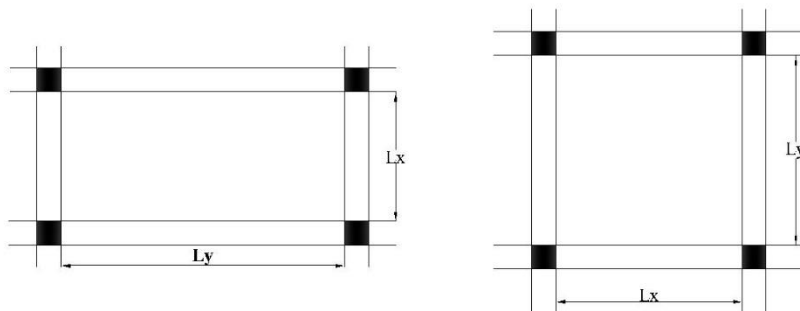


Figure II.2.4 : Dimensionnement d'un panneau de dalle.

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

✚ Résistance au feu

D'après le BEAL 91

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

- $e = 17,5$ Pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet que : $e = 16$ cm

✚ Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation phonique.

On limite donc notre épaisseur à : $e = 16$ cm.

✚ Résistance à la flexion :

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$
- ✓ Dalle reposant sur de trois ou quatre appuis $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

l_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$$l_x = 3,6 \text{ m} \quad l_y = 5,35 \text{ m}$$

On a $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,67 > 0,4$: le panneau travail dans deux sens

$$\frac{360}{50} \leq e \leq \frac{360}{40} \rightarrow 7,2 \leq e \leq 9$$

Donc on prend une épaisseur $e = 12$ cm

✚ Vérification la condition à flèche (condition de déformation) :

On doit vérifier que la flèche maximale f_{\max} subie par la dalle est inférieure aux valeurs limites des flèches, ceci se traduit par les conditions suivantes :

$$f_{\max} \leq \frac{l_x}{500} \quad \text{Si } l_x \leq 5 \text{ m}$$

$$f_{\max} \leq \frac{l_x}{1000} + 0,5 \quad \text{Si } l_x > 5 \text{ m}$$

Pour ce fait, on considère une bande de dalle de largeur $b=1$ m avec une épaisseur $e = 16$ cm (préalablement déterminée).

$G = 6,6 \text{ KN/m}^2$ Charge permanente.

$Q = 5 \text{ KN/m}^2$ Charge d'exploitation.

(Le plancher le plus chargé est celui de sous-sol).

$$q = G + Q$$

$$q = 11,6 \text{ KN/m}^2$$

Dans notre cas : $L_x = 3,6\text{m}$

$$E = 32 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$$

Dans notre cas $L_{\max} = 3,8 \text{ m}$

$$f_{\max} = \frac{q \times L_x^4}{348 EI} \leq \frac{L_x}{500} ; I = \frac{b \times e^3}{12}$$

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{12 \cdot q \cdot L_x^4}{348 \cdot E \cdot b \cdot \left(\frac{L_x}{500}\right)}}$$

$$e \geq 6,63 \text{ cm}$$

Donc on prend $e = 16\text{cm}$

II.3. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux ont pour rôle de supporter les charges verticales dues aux planchers, poutrelles et les charges horizontales dues aux séismes et transmises aux poteaux.

Le prédimensionnement des poutres s'effectue à partir des conditions suivantes :

✚ D'après le BAEL91 :

$$\left(\frac{L}{15}\right) \leq h \leq \left(\frac{L}{10}\right)$$

$$0,3h \leq b \leq 0,5h$$

✚ D'après le RPA :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

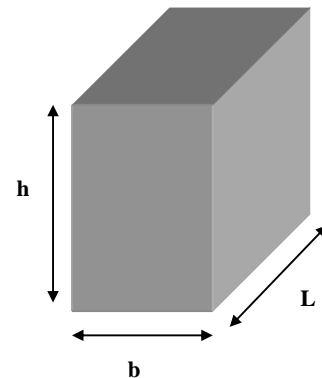


Figure II.3.1 : Section de la poutre.

II.3.1. Poutres longitudinales (principale)

La longueur maximale dans le sens longitudinale $L_{\max} = 5,35 \text{ m}$

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,5h \end{cases}$$

$$\begin{cases} 35 \leq h \leq 53,5 \\ 12 \leq b \leq 20 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du **RPA99 V2003** :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow 20 \geq 20 \text{ cm} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow 40 \geq 30 \text{ cm} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$h/b \leq 4 \quad \rightarrow (40/20) = 2 \leq 4 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

NB : pour les raisons architecturales nous avons des murs de 30 cm d'épaisseur

$$\text{Donc on adopte : } b = 30 \text{ cm}$$

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

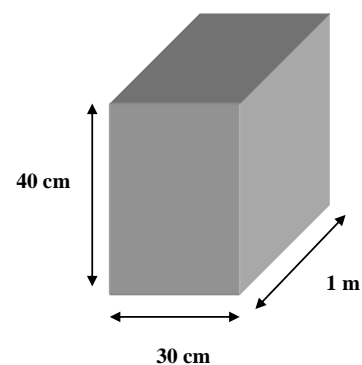


Figure II.3.2 : Section de la poutre principale.

II.3.2. Poutres transversales (secondaire)

La longueur maximale dans le sens transversale $L_{\max} = 3,80 \text{ m}$.

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,5h \end{cases}$$

$$\begin{cases} 25,33 \leq h \leq 38 \\ 10,5 \leq b \leq 17,5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du **RPA99** :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \rightarrow 20 \geq 20\text{cm} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \rightarrow 35 \geq 30\text{cm} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$h/b \leq 4 \quad \rightarrow (35/20) = 1,75 \leq 4 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

NB : pour les raisons architecturales nous avons des murs de 30 cm d'épaisseur

Donc on adopte : $b = 30 \text{ cm}$

$$\text{Soit : } \mathbf{b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2}$$

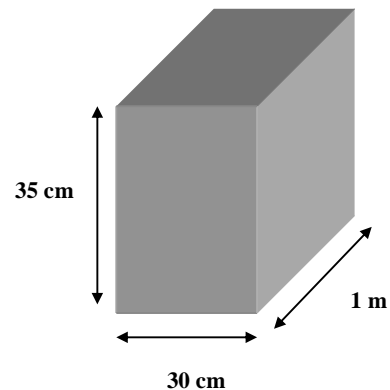


Figure II.3.3 : Section de la poutre secondaire.

II.4. Prédimensionnement des voiles

Le contreventement d'un immeuble est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales : essentiellement le vent et les forces d'origine sismique. Ces éléments, refends pleins ou avec ouvertures, portiques, noyau central, transmettent également les charges verticales aux fondations. Dans la pratique, compte-

tenu de l'hypothèse d'élasticité linéaire, les différents effets de flexion, torsion compression sont étudiés séparément.

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.

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue. Très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.

II.4.1. Différents éléments de contreventement

On peut distinguer plusieurs types de contreventement :

- a) **Contreventements plans.**
- b) **Contreventements non plans.**
- c) **Contreventements des immeubles de grande hauteur (IGH).**

NB : Le système de contreventement joue un rôle capital lors des secousses sismiques.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le **RPA 99 / version 2003**, exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

✓ Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $a \geq \text{Max} \left[\frac{h_e}{25} ; 15 \text{ cm} \right]$

✓ Pour les voiles avec un seul about sur un poteau : $a \geq \text{Max} \left[\frac{h_e}{22} ; 15 \text{ cm} \right]$

✓ Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \text{Max} \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$

Avec :

✓ **L** : longueur de voile ;

✓ **a** : épaisseur du voile.

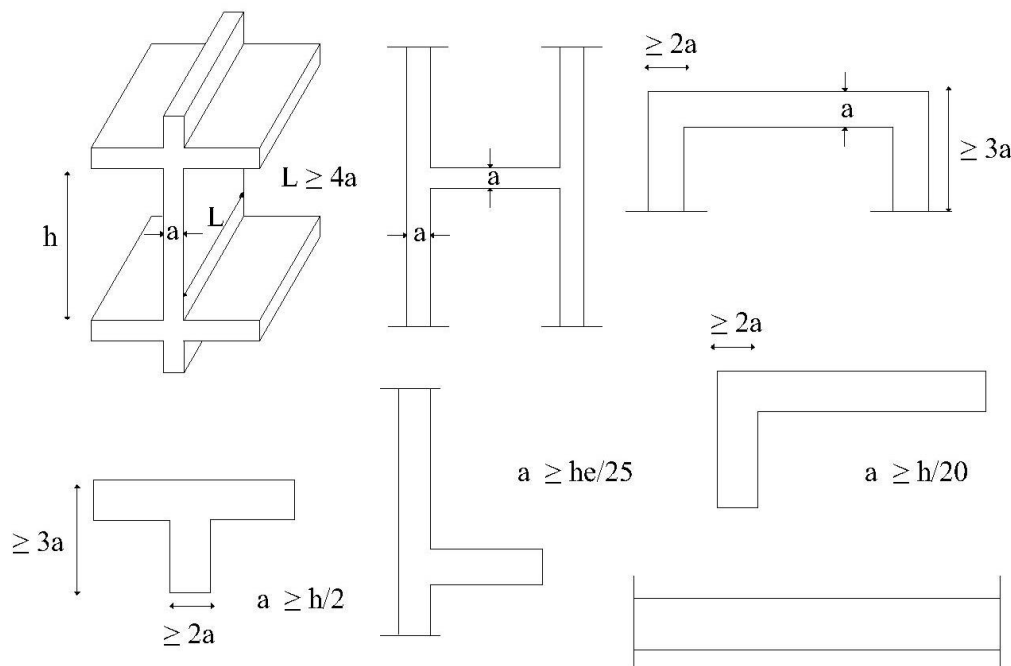


Figure II.4.1. : Dimensionnement des voiles.

L'épaisseur minimale des voiles en Algérie est de 15cm. Aussi, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "h" et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure précédente. Ainsi pour les voiles rectangulaires, l'épaisseur "a" doit être satisfaire la condition suivante :

$$a \geq \frac{h}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$$

✚ Niveau sous-sol :

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,00 \text{ m}$ et de la condition de rigidité aux extrémités suivante :

$$e \geq \frac{h_e}{25} = \frac{300}{25} = 12 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad e \geq 12 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{300}{22} = 13,64 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad e \geq 13,64 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{300}{20} = 15 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad e \geq 15 \text{ cm.}$$

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

$$e \geq \max (15; 12; 13,64; 15) \rightarrow e \geq 15 \text{ cm.}$$

On adopte que : $e = 20 \text{ cm}$

✚ Niveau RDC :

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 4,00 \text{ m}$ et de la condition de rigidité aux extrémités suivante :

$$e \geq \frac{h_e}{25} = \frac{400}{25} = 16 \text{ cm} \rightarrow e \geq 16 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{400}{22} = 18,18 \text{ cm} \rightarrow e \geq 18,18 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \rightarrow e \geq 20 \text{ cm.}$$

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

$$e \geq \max (15; 16; 18,18; 20) \rightarrow e \geq 20 \text{ cm.}$$

On adopte que : $e = 20 \text{ cm}$

✚ Niveau EC :

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 4,00 \text{ m}$ et de la condition de rigidité aux extrémités suivante :

$$e \geq \frac{h_e}{25} = \frac{306}{25} = 12,24 \text{ cm} \rightarrow e \geq 12,24 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{306}{22} = 13,90 \text{ cm} \rightarrow e \geq 13,90 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,30 \text{ cm} \rightarrow e \geq 15,30 \text{ cm.}$$

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

$$e \geq \max (15; 12,24; 13,9; 15,30) \rightarrow e \geq 15,30 \text{ cm.}$$

On adopte que : $e = 20 \text{ cm}$

Dans notre projet la plus petite longueur du voile est : $L = 200 \text{ m}$

$$L_{\min} = 200 \text{ cm} \geq 4 e_{\max} = 80 \text{ cm}$$

Ainsi la totalité des voiles auront une épaisseur de 20cm et elle sera maintenue fixe tout le long de la hauteur.

II.4.2. Disposition des voiles

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

II.5. Prédimensionnement des escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches. On appelle emmarchement la longueur de ces marches. La largeur d'une marche « g » : s'appelle le giron. « h » est la hauteur d'une marche. Le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur d'échiffre. Le plafond qui monte sous les marches s'appelle la paillasse. La partie verticale d'une marche s'appelle le contre marche.

L'escalier peut prendre appui sur une poutre appelée poutre palière. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour. On appelle échappée la hauteur libre verticale au-dessus de l'arête ou nez d'une marche. Sa valeur minimale est de 1,90 m. Une suite ininterrompue de marches s'appelle une volée, elle doit comporter 18 à

20 marches, la partie horizontale d'un escalier entre deux volées s'appelle le palier de repos. Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde-corps.

Notre bâtiment est composé de deux types d'escalier à des paillasse adjacent et des paliers de repos réalisés en béton armé.

Types 1 : Escalier de service.

Types 2 : Escalier habitation.

Le choix de dimension en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage. Pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

Pour passer d'un étage à l'autre facilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g » entre le 22 cm et 33cm : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

Pour vérifie que la condition convient, on utilise la Formule empirique de « BLONDEL » :

$$g + 2h = m \quad \text{Avec : } 59\text{cm} \leq m \leq 65\text{cm}.$$

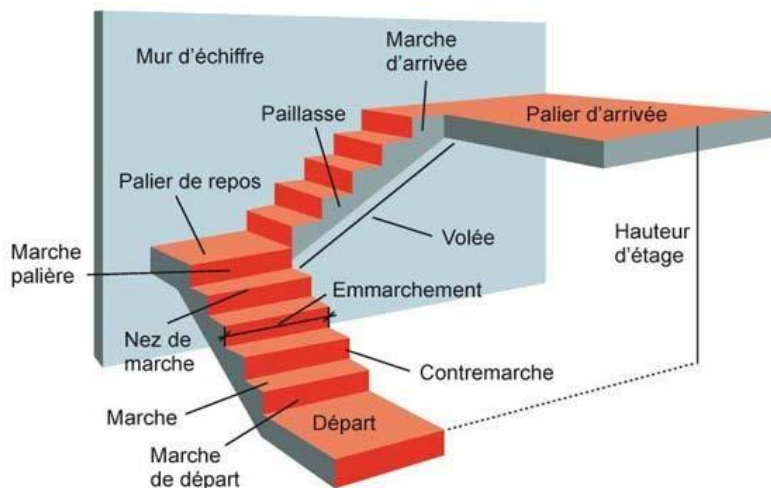


Figure II.5.1 : Différents éléments d'un escalier.

II.5.1. Les Types des escaliers dans notre structure

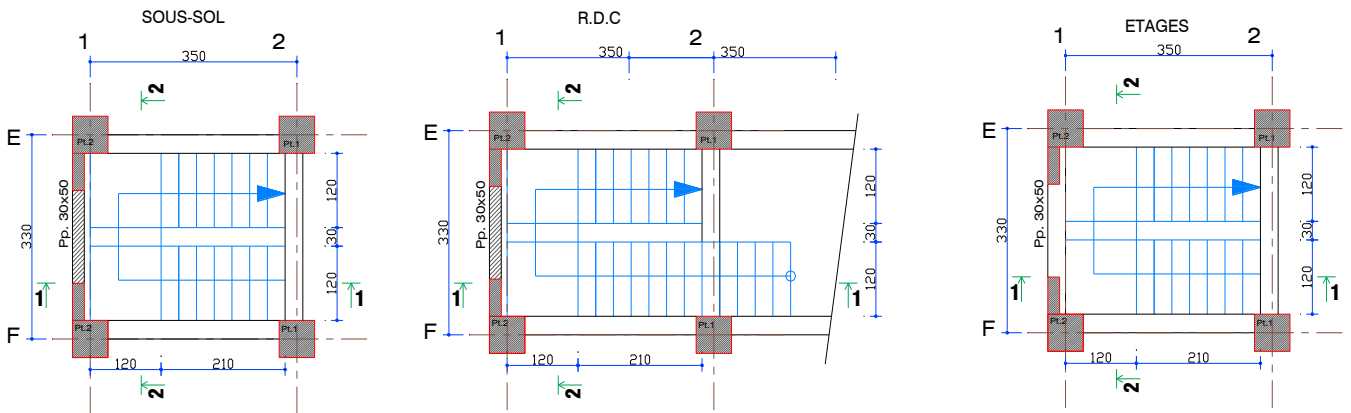


Figure II.5.2 : Coupe horizontale des escaliers.

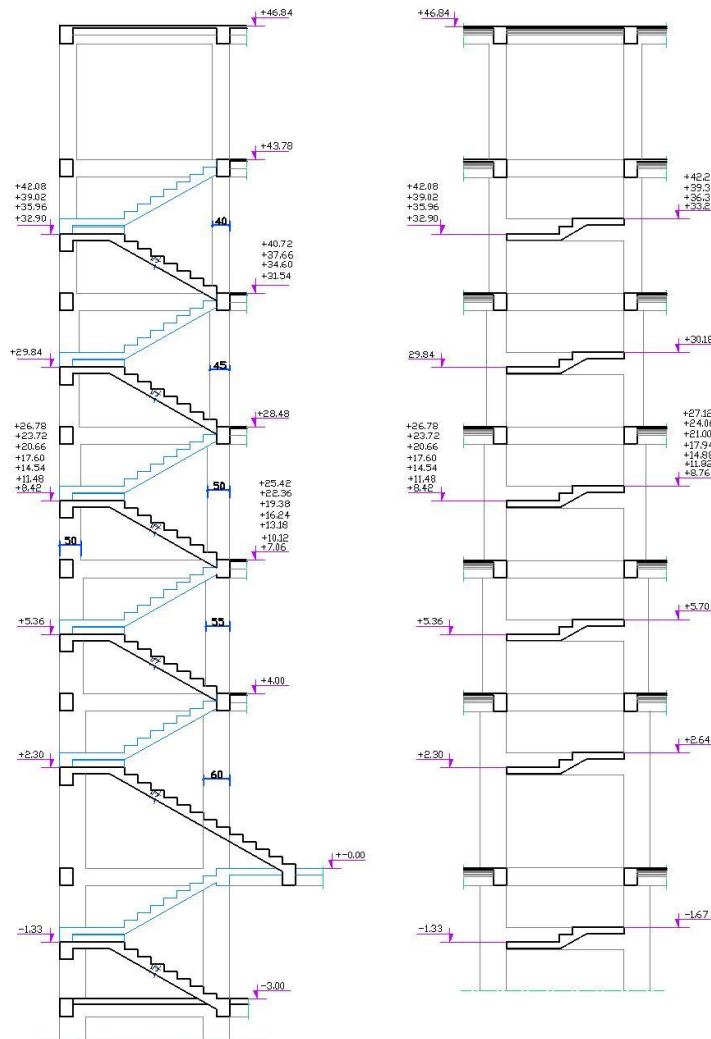


Figure II.5.3 : Coupe horizontale des escaliers.

Caractéristiques techniques :

Hauteur : $H = 3,00$ m (sous sol)

$H = 4,00$ m (RDC)

$H = 3,06$ m (Étages)

Choisissons une hauteur de marche de 17 cm (valeur moyenne pour une marche).

Pour déterminer le giron, appliquons la formule de **Blondel** :

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

$$59 - 2 \times 17 < g < 66 - 2 \times 17.$$

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}; \quad \text{soit un giron de } 30 \text{ cm.}$$

1er Type : Escalier de service (3 volées) :

 **Niveau sous-sol**

Pour le niveau d' hauteur de sous-sol $H = 3,00$ m. Deux volées d' hauteur $h' = 133$ cm et l' autre volée $h' = 34$ cm.

Nombre de contre marches « N_c » :

$$N_c = \frac{\text{hauteur à montée}}{\text{hauteur de marche}}$$

$$N_c = \frac{133}{17} = 8 \text{ Contre marches. (1ère et 3ème volée)}$$

$$N_c = \frac{34}{17} = 2 \text{ Contre marches. (2ème volée)}$$

La longueur projetée de la paillasse (l') :

$$l' = (N_c - 1) \times g = (8 - 1) \times 30 = 210 \text{ cm.}$$

L' inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h'}{l'} = \frac{133}{210} = 0,633; \quad \text{Donc } \alpha = 32,35^\circ$$

Epaisseur paillasse : est calculée suivant la condition suivante : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

La longueur de la paillasse (L) est :

$$L = (h' / \sin \alpha) = (133 / \sin 32,35^\circ) \rightarrow L = 2,49 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{249}{30} \leq e \leq \frac{249}{20} \rightarrow 8,30 \leq e \leq 12,45$$

On prend alors : $e = 15 \text{ cm}$ (Pour assurer la déformabilité des escaliers).

✚ Niveau RDC :

Nombre de contre marches « Nc » :

$$N_c = \frac{\text{hauteur à montée}}{\text{hauteur de marche}}$$

$$N_c = \frac{230}{17} = 13 \text{ Contre marches. (1ère volée)}$$

$$N_c = \frac{136}{17} = 8 \text{ Contre marches. (3ème volée)}$$

$$N_c = \frac{34}{17} = 2 \text{ Contre marches. (2ème volée)}$$

La longueur projetée de la paillasse (l') :

$$l' = (N_c - 1) \times g = (13 - 1) \times 30 = 360 \text{ cm.}$$

$$l' = (N_c - 1) \times g = (2 - 1) \times 30 = 30 \text{ cm.}$$

$$l' = (N_c - 1) \times g = (8 - 1) \times 30 = 210 \text{ cm.}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h'}{l'} = \frac{230}{360} = 0,638 ; \text{ Donc } \alpha = 32,57^\circ$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h'}{l'} = \frac{136}{210} = 0,648 ; \text{ Donc } \alpha = 32,94^\circ$$

Epaisseur paillasse : est calculée suivant la condition suivante : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

La longueur de la paillasse (L) est :

$$L = (h' / \sin\alpha) = (230 / \sin 32,57^\circ) \rightarrow L = 4,27 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{427}{30} \leq e \leq \frac{427}{20} \rightarrow 14,23 \leq e \leq 21,35$$

$$L = (h' / \sin\alpha) = (136 / \sin 32,94^\circ) \rightarrow L = 2,50 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{250}{30} \leq e \leq \frac{250}{20} \rightarrow 8,33 \leq e \leq 12,50$$

On adopte $e = 15 \text{ cm.}$

1^{er} Type : Escalier d'habitation (3 volées) :

✚ Niveau EC

Pour le niveau d'hauteur d'étage courant $H = 3,06 \text{ m.}$

Nombre de contre marches « Nc » :

$$N_c = \frac{\text{hauteur à montée}}{\text{hauteur de marche}}$$

$$N_c = \frac{136}{17} = 8 \text{ Contre marches. (1ère et 3ème volée)}$$

$$N_c = \frac{34}{17} = 2 \text{ Contre marches. (2ème volée)}$$

La longueur projetée de la paillasse (l') :

$$l' = (N_c - 1) \times g = (8 - 1) \times 30 = 210 \text{ cm.}$$

$$l' = (N_c - 1) \times g = (2 - 1) \times 30 = 30 \text{ cm.}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{h'}{l'} = \frac{136}{210} = 0,648 ; \text{ Donc } \alpha = 32,94^\circ$$

Epaisseur paillasse : est calculée suivant la condition suivante : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

La longueur de la paillasse (L) est :

$$L = (h' / \sin\alpha) = (136 / \sin 32,94^\circ) \rightarrow L = 250 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{250}{30} \leq e \leq \frac{250}{20} \rightarrow 8,33 \leq e \leq 12,50$$

Mais On prend alors : $e = 15\text{cm}$ (Pour assurer la déformabilité des escaliers).

II.5.2. Poutre palière

$$L = 330 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 22\text{cm} \leq h \leq 33\text{cm}.$$

On adopte $h = 35\text{cm}$

La largeur de poutre : $0,3h \leq b \leq 0,8 h$

Donc $10,5 \text{ cm} \leq b \leq 28\text{cm}.$

Pour une raison d'esthétique on adopte : $b = 30 \text{ cm}$

Alors la section de la poutre palière sera (30×35)

Vérifications selon le **RPA 99 versions 2003 (art7.5.1)**

$$b \geq 20\text{cm} \quad \rightarrow 30 \geq 20\text{cm} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \rightarrow 35 \geq 30\text{cm} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$h/b \leq 4 \quad \rightarrow (35/20) = 1,75 \leq 4 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

NB : pour la raison de 2^{ème} volée (hauteur de 34 cm avec une seule marche) on adopte

h = 50c m.

Alors la section de la poutre palière sera (30×50).

II.6. Prédimensionnement des balcons

Les balcons sont généralement réalisés en dalles pleines. Ils sont encastrés au niveau de poutres horizontales. et seront calculés comme des consoles horizontales encastrées aux niveaux des poutres, et sollicité par les actions suivantes :

- 1) Son poids propre.
- 2) La surcharge d'exploitation, = 350kg/m² (selon le DTR BC-2.42).
- 3) Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur.

- 4) Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde-corps L'épaisseur "e" d'un balcon sera déterminée suivant l'inégalité suivante :

$$\frac{l}{15} \leq e \leq \frac{l}{20} + 7$$

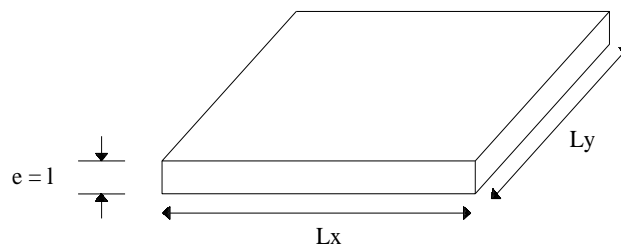


Figure II.6.1 : Dimensions du balcon.

Où "l" représente la portée de l'encorbellement du balcon. Dans notre cas $l = 1,2 \text{ m}$, soit :

$$\frac{150}{15} = 10 \text{ cm} \leq e \leq \frac{150}{20} + 7 = 14,5 \text{ cm}$$

Les valeurs trouvées sont très faibles, on opte pour la valeur standard de 15 cm.

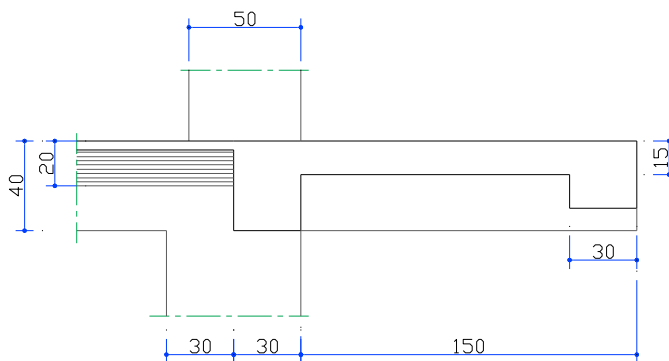


Figure II.6.2 : Balcon.

II.7. Pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

$$S = 0,6 \times 0,1 + 0,08 \times 0,1 + \frac{0,02 \times 0,1}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$P = S \times 25 = 0,069 \times 25 = 172,5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Enduit : ep 2cm} = 55 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente } G = 227,5 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 100 \text{ Kg/ml}$$

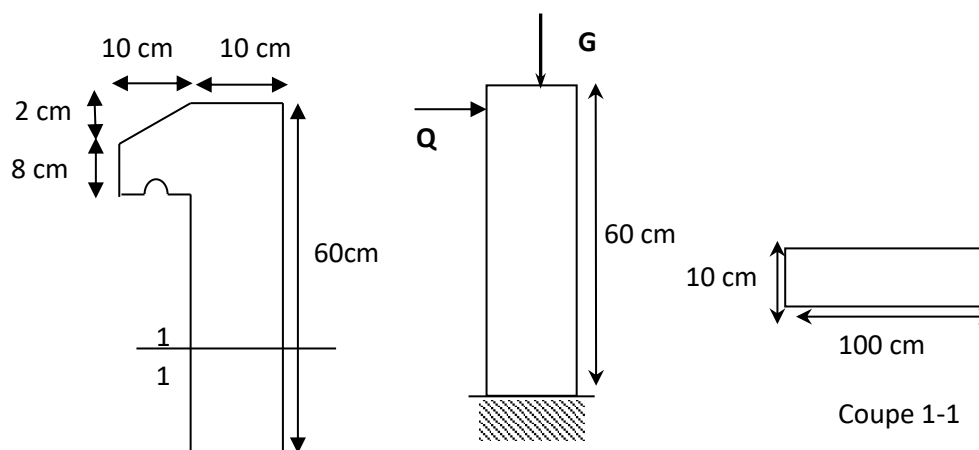


Figure II.7.1 : Acrotère.

II.8. Evaluation des charges et surcharges

II.8.1. Introduction

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- ✚ Les charges permanentes (**G**).
- ✚ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

II.8.2. Charges considérées dans les calculs

A. Contexte réglementaire :

Actuellement en Algérie, les bureaux d'étude spécialisée dans la conception et le calcul des structures utilisent les règlements suivants :

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93 (DTR-BC2.41)**.
- ✓ Règles parasismique Algérienne **RPA 99 version 2003 (DTR-BC 2.48)**.
- ✓ Règlement neige et vent **RNV 1999 (DTR-BC 2.4.7)**.
- ✓ Charge permanentes et charges d'exploitation (**DTR-BC 2.2**).

B. Action sur les structures :

Les actions sont classées comme suit :

a. Action permanentes notées par « G », elles comprennent :

- ✓ Poids propre de tous les éléments de la structure.
- ✓ Poids propre des équipements fixes.
- ✓ Poids, poussées et pressions des terres.
- ✓ Déformations permanentes imposées tels que les déplacements différentiels des appuis.

Généralement elles sont déterminées à partir des volumes mis en place, pour le béton armé on admet une masse volumique de 2500 kg/m^3 .

b. Action variables, notées « Q », elles comprennent :

- ✚ Charges d'exploitation : qui résultent de l'usage des locaux, du fonctionnement des équipements, de produit stocké dans les bâtiments, ...etc.
- ✚ Charges appliquées en cour d'exécution ;

Pour la tour étudiée nous avons considéré les valeurs des charges d'exploitation suivantes :

- $Q = 100 \text{ kg/m}^2$ Pour la terrasse inaccessible.
- $Q = 150 \text{ kg/m}^2$ Pour la terrasse accessible.
- $Q = 100 \text{ kg/m}^2$ Pour la dalle d'ascenseur
- $Q = 150 \text{ kg/m}^2$ Pour les planchers courants.
- $Q = 500 \text{ kg/m}^2$ Pour le plancher du sous-sol.
- $Q = 350 \text{ kg/m}^2$ Pour les balcons.
- $Q = 250 \text{ kg/m}^2$ Pour les escaliers.
- $Q = 100 \text{ kg/m}^2$ Pour la main courante de l'acrotère.

c. Actions climatiques :

Nous avons considéré uniquement l'action de la neige. Sa valeur a été déduite conformément aux **RNV 1999 (DTR-BC 2.4.7)**.

1. Détermination de la charge de la neige :

Les valeurs des surcharges considérées dépendent de la région et de l'altitude où va se trouver la construction. La charge caractéristique de la neige « S » par unité de surface en projection horizontale s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

Avec :

- $S_k \text{ (KN/m}^2\text{)}$: Charge de la neige au sol, elle est donnée en fonction de l'altitude « H » de l'ouvrage et de sa zone climatique. Actuellement notre territoire est divisé en quatre zones climatiques.

μ : Coefficient de forme, il est fonction de la forme de la toiture.

Dans notre cas la toiture est horizontale et l'ouvrage est situé en zone B (Jijel) avec une hauteur de **47,44 m**.

$$\text{Zone B : } S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100} = \frac{0,04 \times 47,44 + 10}{100} = \mathbf{0,12 \text{ KN/m}^2}$$

$$\text{Alors : } S_k = \mathbf{0,12 \text{ KN/m}^2}$$

$\mu = \mathbf{1}$ (Toiture plat).

$$\text{Alors : } S = \mathbf{1 \times 0,12 = 0,12 \text{ KN/m}^2}$$

d. Actions accidentelles

🚧 Séisme :

Valeur globale de l'effort sismique :

Conformément à l'article **4.3.2 des Règles RPA 99 version 2003**, les forces sismiques de calcul « V » dans les 2 directions seront déterminées d'après la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

A = Coefficient d'accélération de zone,

D = Coefficient d'amplification dynamique, Le facteur d'amplification dynamique est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

Q = Facteur de qualité. Il dépend de plusieurs facteurs notamment :

- La redondance et la géométrie des éléments qui les constituent ;
- La régularité en plan et en élévation ;
- La qualité du contrôle de la construction et des matériaux.

R = Coefficient de comportement, la valeur du coefficient est donnée suivant le système de contreventement.

W = Poids de la structure à considérer, Le poids de la structure est évalué en considérant la totalité des charge permanentes et celles équipement fixes (éventuelles) et une fraction des charges d'exploitation, dans notre cas cette fraction est fixée à une hauteur de (**0,2**).

II.8.3. Les planchers

A. Plancher terrasse à corps creux « inaccessible »

La terrasse est à une zone accessible et une zone inaccessible et réalisée en plancher a corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau II.8.1 : Charge permanente due au plancher terrasse en corps creux « inaccessible ».

Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. protection en gravillons	0,05	17	0,85
2. Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3. Béton forme de pente	0,1	22	2,20
4. Isolation thermique	0,05	3	0,15
5. Plancher a corps creux	0,20	14	2,80
6. Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Totale charge permanente			G = 6,32

Surcharges d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

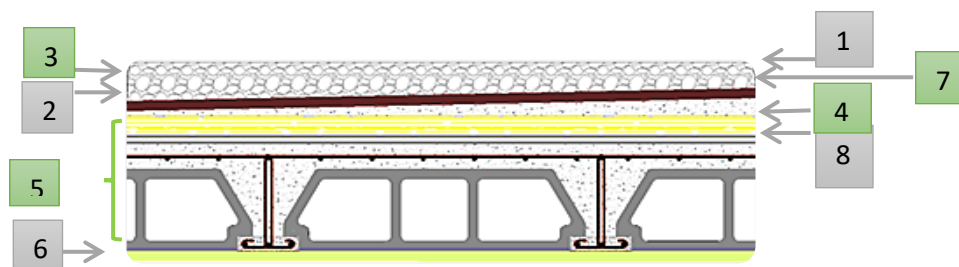


Figure II.8.1 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

B. Plancher étage corps creux

Tableau II.8.2 : Charge permanente due au plancher EC.

Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Cloison	/	/	1,20
2. Carrelage	0,02	22	0,44
3. Mortier de pose	0,02	20	0,40
4. Couche de sable fin	0,02	18	0,36
5. Plancher a corps creux	0,20	14	2,80
6. Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Totale charge permanente			G = 5,40

La charge d'exploitation (chambres) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (hall de circulation) $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (balcon) $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$.

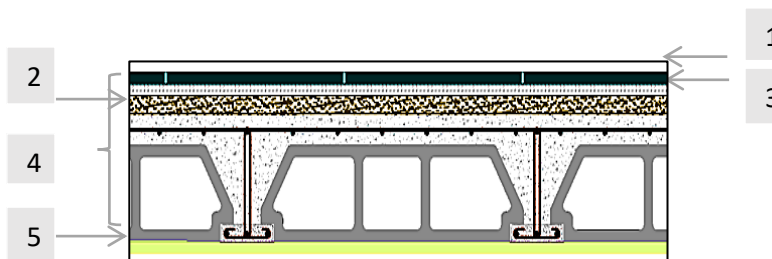


Figure II.8.2 : Coupe plancher étage courant.

C. Plancher sous-sol « dalle plein »

Tableau II.8.3 : Charge permanente due au plancher dalle pleine sous-sol.

Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Cloison	/	/	1,20
2. Carrelage	0,02	22	0,44
3. Mortier de pose	0,02	20	0,40
4. Couche de sable fin	0,02	18	0,36
5. Plancher dalle plein	0,16	25	4,00
6. Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Totale charge permanente			G = 6,60

Surcharges d'exploitation : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

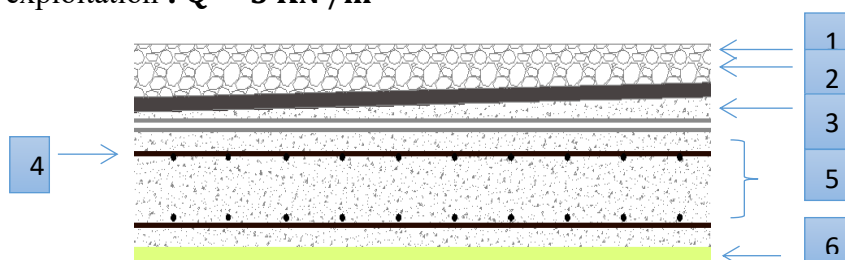


Figure II.8.3 : Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

D. Planchers RDC et EC « dalle plein »

Tableau II.8.4 : Charge permanente due au plancher RDC et EC à dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Cloison	/	/	1
2. Carrelage	0,02	22	0,44
3. Mortier de pose	0,02	20	0,40
4. Couche de sable fin	0,02	18	0,36
5. Plancher dalle plein	0,16	25	4,00
6. Enduit de plâtre	0,2	10	0,2
Totale charge permanente			G = 6,4

La charge d'exploitation (chambres) $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation (hall de circulation) $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation (balcon) $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$.

E. Planchers terrasse « dalle plein »

Tableau II.8.5 : Charge permanente due au plancher terrasse à dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Protection en gravillons roulés	0,05	17	0,85
2. Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3. Béton forme de pente	0,1	22	2,20
4. Isolation thermique	0,02	3	0,06
5. Plancher dalle pleine	0,16	25	4,00
6. Enduit de plâtre	0,02	20	0,40
Totale charge permanente			G = 7,63

Surcharges d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.8.4. Les balcons

A. Balcon terrasse

Tableau II.8.6 : Charge permanente due au balcon terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Protection en gravillons roulés	0,05	17	0,85
2. Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3. Béton forme de pente	0,1	22	2,2
4. Isolation thermique	0,02	3	0,06
5. Plancher dalle pleine	0,15	25	3,75
6. Enduit de plâtre	0,02	20	0,4
Totale charge permanente			G = 7.38

Surcharges d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

B. Balcon terrasse

Tableau II.8.7 : Charge permanente due au balcon terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Carrelage	0,02	22	0,44
2. Mortier de pose	0,02	20	0,40
3. Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4. dalle plein	0,15	25	3,75
5. Enduit de plâtre	0,02	20	0,40
Totale charge permanente			G = 5,35

Surcharges d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

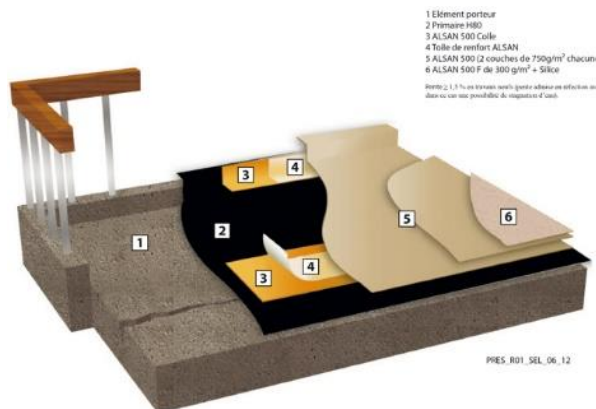


Figure II.8.4 : Composants d'un balcon.

II.8.5. Les escaliers

A. La paillasse

Tableau II.8.8 : Charge permanente due au paillasse à 32,35°.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Carrelage	0,02	22	0,44
2. Mortier de pose	0,02	20	0,40
3. Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4. Poids propre des marches	0,17/2	25	2,125
5. Poids de paillasse	0,15/cos (32,35)	25	4,44

6. Enduit de ciment	0,02/cos (32,35)	20	0,47
Totale charge permanente			G = 8,23

B. Le palier

Tableau II.8.9 : Charge permanente due au palier.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Carrelage	0,02	22	0,44
2. Mortier de pose	0,02	20	0,40
3. Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4. Poids propre de plier	0,15	25	3,75
5. Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Totale charge permanente			G = 5,35

Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

II.8.6. Les murs

A. Les murs extérieurs

Tableau II.8.10 : Charge permanente due au mur extérieur $e = 30\text{cm}$.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Enduit de plâtre	0,015	12	0,18
2. Brique creux	0,15	9	1,35
3. Brique creux	0,10	9	0,90
4. L'âme d'aire	0,05	/	/
5. Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Totale charge permanente			G = 2,83

La charge permanente (niveau RDC) $G = 283 \times (4,00 - 0,35) = 1032,95 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 283 \times (3,06 - 0,35) = 766,93 \text{ Kg/m}$

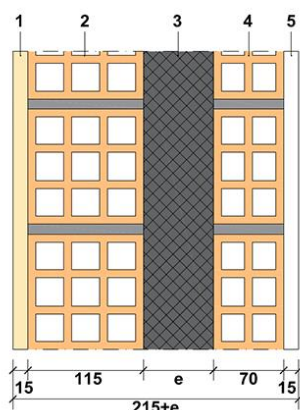


Figure II.8.5 : Mur extérieur.

B. Murs intérieurs

Tableau II.8.11 : Charge permanente due au mur intérieur $e = 10\text{cm}$.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
2. Brique creux	0,1	9	0,9
3. Enduit de ciment	0,02	10	0,2
Totale charge permanente			G = 1,3

La charge permanente (niveau RDC) $G = 130 \times (3,00 - 0,35) = 344,50 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau RDC) $G = 130 \times (4,00 - 0,35) = 474,50 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 130 \times (3,06 - 0,35) = 352,30 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant : balcon) $G = 130 \times 1,50 = 195 \text{ Kg/m}$



Figure II.8.6 : Mur intérieur.

C. Cloisons intérieures à doubles parois

Tableau II.8.12 : Charge permanente due au mur intérieur $e = 25$ cm.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
2. Brique creux	0,10 × 2	9	1,8
3. l'air d'air	0,05	/	/
4. Enduit de ciment	0,02	10	0,2
Totale charge permanente			G = 2,2

La charge permanente (niveau RDC) $G = 220 \times (3,00 - 0,35) = 583$ Kg/m

La charge permanente (niveau RDC) $G = 220 \times (4,00 - 0,35) = 803$ Kg/m

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 220 \times (3,06 - 0,35) = 596,20$ Kg/m

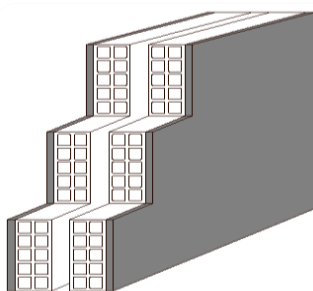


Figure II.8.7 : Mur intérieur à double cloison.

II.8.7. Les voiles

Tableau II.8.13 : Charge permanente due au voile $e = 20$ cm.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
2. Enduit de ciment	0,02	20	0,40
3. Voile en béton	0,20	25	5,00
Totale charge permanente			G = 5,60

II.9. Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis, pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

II.9.1. Etapes de Prédimensionnement

- ✓ Dimensionnements des poteaux.
- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la longueur de flambement L_f .
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- ✓ Vérification de l'effort normale du poteau.
- ✓ Vérification de la contrainte du béton.
- ✓ Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003**.

II.9.2. Pré dimensionnement des poteaux centraux

II.9.2.1. Dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003** : $\min(a, b) \geq 25$ cm en zone IIa

Tableau II.9.1 : Pré dimensionnement des poteaux.

D'après les plans architecturaux :

Niveau d'étage		14 ^{ème}	13 ^{ème}	12 ^{ème}	11 ^{ème}	10 ^{ème}	9 ^{ème}	8 ^{ème}	7 ^{ème}
Dimension du poteau	a(cm)	40	40	40	40	40	40	40	45
	b(cm)	40	40	40	40	40	40	40	45
Niveau d'étage		6 ^{ème}	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{er}	RDC	Ss
Dimension du poteau	a(cm)	50	50	50	50	55	60	60	60
	b(cm)	50	50	50	50	55	60	60	60

II.9.2.2. Choix du poteau le plus sollicité

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « **B – 7** ».

La surface reprise par le poteau :

$$S_{p1} = 5,350 \times 1,825 = \mathbf{9,764m^2}$$

$$S_{p2} = 5,350 \times 1,325 = \mathbf{7,089m^2}$$

La surface du plancher de **14^{ème}, 13^{ème}, 12^{ème}, 11^{ème}, 10^{ème}, 9^{ème} & 8^{ème} étage** :

$$S_{p1} = 9,764 - [(0,4 \times 0,2) + (0,3 \times 1,625) + (0,15 \times 4,950)] = \mathbf{8,454m^2}$$

$$S_{p2} = 7,089 - [(0,4 \times 0,2) + (0,15 \times 4,950)] = \mathbf{6,267m^2}$$

La surface du plancher de **7^{ème} étage** :

$$S_{p1} = 9,764 - [(0,45 \times 0,225) + (0,3 \times 1,600) + (0,15 \times 4,900)] = \mathbf{8,448m^2}$$

$$S_{p2} = 7,089 - [(0,45 \times 0,225) + (0,15 \times 4,900)] = \mathbf{6,253m^2}$$

La surface du plancher de **6^{ème}, 5^{ème}, 4^{ème} & 3^{ème} étage** :

$$S_{p1} = 9,764 - [(0,50 \times 0,25) + (0,3 \times 1,575) + (0,15 \times 4,850)] = \mathbf{8,439m^2}$$

$$S_{p2} = 7,089 - [(0,50 \times 0,25) + (0,15 \times 4,850)] = \mathbf{6,237m^2}$$

La surface du plancher de **2^{ème} étage** :

$$S_{p1} = 9,764 - [(0,55 \times 0,275) + (0,3 \times 1,550) + (0,15 \times 4,800)] = \mathbf{8,428m^2}$$

$$S_{p2} = 7,089 - [(0,55 \times 0,275) + (0,15 \times 4,800)] = \mathbf{6,218m^2}$$

La surface du plancher de **1^{er} étage, niveau RDC et niveau sous-sol** :

$$S_{p1} = 9,764 - [(0,60 \times 0,30) + (0,3 \times 1,525) + (0,15 \times 4,750)] = \mathbf{8,414m^2}$$

$$S_{p2} = 7,089 - [(0,60 \times 0,30) + (0,15 \times 4,750)] = \mathbf{6,197m^2}$$

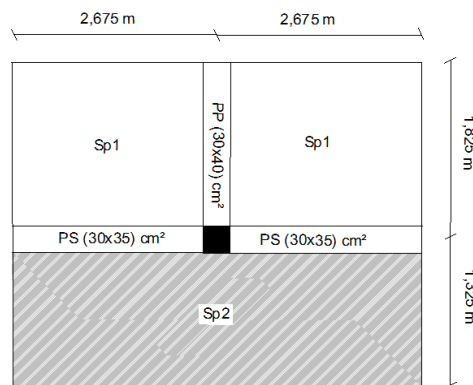


Figure II.9.1 : Représentation du poteau central le plus sollicité.

II.9.2.3. 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 les autres cas.

Pour notre cas, on prend : $L_f = 0,7 \times L_0$ (poteau avec des extrémités encastrés jusqu'à fondation).

Sous-sol : $L_f = 0,7 \times 3,00 = 2,10 \text{ m}$

RDC : $L_f = 0,7 \times 4,00 = 2,80 \text{ m}$

Etage courant : $L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$

II.9.2.4. Calcul de normal admissible l'effort \bar{N}_u

L'effort normal admissible est :

$$\bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

\overline{N}_u : Effort normal admissible à l'ELU.

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie :

Sous-sol, RDC & 1^{er} étage :

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (60 - 2) \times (60 - 2) = 3364 \text{ cm}^2$$

Etage courant :

2^{ème} étage : $B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (55 - 2) \times (55 - 2) = 2809 \text{ cm}^2$

3^{ème} jusqu'à 6^{ème} étage : $B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (50 - 2) \times (50 - 2) = 2304 \text{ cm}^2$

7^{ème} étage : $B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (45 - 2) \times (45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2$

8^{ème} jusqu'à 14^{ème} étage : $B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (40 - 2) \times (40 - 2) = 1444 \text{ cm}^2$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

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

$\gamma_b = 1,15$ Situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier tel que :

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

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ et $f_e = 400 \text{ Mpa}$: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,2% de la section réelle du poteau (section estimé).

α : Coefficient en fonction de l'élançement du poteau : **Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1).**

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} ; \text{ pour } \lambda < 50 \quad \text{Et} \quad \alpha = \left(0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2\right) ; \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{et} \quad i = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

Où :

i : Rayon de giration.

λ : L'élançement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

a : Plus petite dimension du poteau.

Tableau II.9.2 : Calcul de l'effort admissible des poteaux \bar{N}_u .

Niveau	Dimension (cm)	B_r (cm ²)	L_f (m)	λ	α	A_s (mm ²)	\bar{N}_u (KN)
14 ^{ème} étage	40x40	1444	2,142	18,550	0,805	320	2273,91
13 ^{ème} étage	40x40	1444	2,142	18,550	0,805	320	2273,91
12 ^{ème} étage	40x40	1444	2,142	18,550	0,805	320	2273,91
11 ^{ème} étage	40x40	1444	2,142	18,550	0,805	320	2273,91
10 ^{ème} étage	40x40	1444	2,142	18,550	0,805	320	2273,91
9 ^{ème} étage	40x40	1444	2,142	18,550	0,805	320	2273,91
8 ^{ème} étage	40x40	1444	2,142	18,550	0,805	320	2273,91
7 ^{ème} étage	45x45	1849	2,142	16,489	0,814	405	2911,73
6 ^{ème} étage	50x50	2304	2,142	14,840	0,821	500	3628,24
5 ^{ème} étage	50x50	2304	2,142	14,840	0,821	500	3628,24
4 ^{ème} étage	50x50	2304	2,142	14,840	0,821	500	3628,24
3 ^{ème} étage	50x50	2304	2,142	14,840	0,821	500	3628,24
2 ^{ème} étage	55x55	2809	2,142	13,491	0,826	602	4423,46
1 ^{er} étage	60x60	3364	2,142	12,367	0,829	720	5297,44
RDC	60x60	3364	2,800	16,166	0,815	720	5297,44
Sous-sol	60x60	3364	2,100	12,124	0,830	720	5297,44

II.9.2.5. Descente de charges

La descente de 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) ainsi que les fondations.

A. Charges d'exploitation

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour, leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de **10%** jusqu'à **0,5Q**.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec **n**: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").

Q₀: La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ... , Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage → La condition es vérifier

Tableau II.9.3 : Charge d'exploitation **Q_{cum}**.

14^{ème} étage	$Q_{cum} = Q_0$
13^{ème} étage	$Q_{cum} = Q_0 + Q_1$
12^{ème} étage	$Q_{cum} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
11^{ème} étage	$Q_{cum} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
10^{ème} étage	$Q_{cum} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
9^{ème} étage	$Q_{cum} = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
8^{ème} étage	$Q_{cum} = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
7^{ème} étage	$Q_{cum} = Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
6^{ème} étage	$Q_{cum} = Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
5^{ème} étage	$Q_{cum} = Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$
4^{ème} étage	$Q_{cum} = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$
3^{ème} étage	$Q_{cum} = Q_0 + 0,63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$
2^{ème} étage	$Q_{cum} = Q_0 + 0,63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$

1^{er} étage	$Q_{cum} = Q_0 + 0,62 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13})$
RDC	$Q_{cum} = Q_0 + 0,61 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14})$
Sous-sol	$Q_{cum} = Q_0 + 0,60 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{15})$

Tableau II.9.4 : Détermination des charges d’exploitations dans la Tour.

	Q (KN/m²)		S (m²)		Q = q × S (KN)		$\frac{3 + n}{2n}$	Q_{cum} (KN)
14^{ème} étage	1	10	8,454	6,267	Q ₀ =	71,124	1	71,124
13^{ème} étage	1,5		14,721		Q ₁ =	22,082	1	93,206
12^{ème} étage	1,5		14,721		Q ₂ =	22,082	0,95	113,080
11^{ème} étage	1,5		14,721		Q ₃ =	22,082	0,90	130,745
10^{ème} étage	1,5		14,721		Q ₄ =	22,082	0,85	146,203
9^{ème} étage	1,5		14,721		Q ₅ =	22,082	0,80	159,452
8^{ème} étage	1,5		14,721		Q ₆ =	22,082	0,75	170,493
7^{ème} étage	1,5		14,701		Q ₇ =	22,052	0,71	180,850
6^{ème} étage	1,5		14,676		Q ₈ =	22,014	0,69	192,949
5^{ème} étage	1,5		14,676		Q ₉ =	22,014	0,67	204,167
4^{ème} étage	1,5		14,676		Q ₁₀ =	22,014	0,65	214,505
3^{ème} étage	1,5		14,676		Q ₁₁ =	22,014	0,63	223,962
2^{ème} étage	1,5		14,646		Q ₁₂ =	21,969	0,63	237,803
1^{er} étage	1,5		14,611		Q ₁₃ =	21,917	0,62	248,745
RDC	1,5		14,611		Q ₁₄ =	21,917	0,61	259,250
Sous-sol	5		14,611		Q ₁₅ =	73,055	0,60	300,000

B. Charges permanentes et l’effort normal «N_u»

14^{ème} étage :

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times S_p = 9,835 \times 14,721 = 144,781 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0,30 \times 0,40) \times 4,95] \times 25 = 14,850 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0,30 \times 0,35) \times 1,520] \times 25 = 3,990 \text{ KN}$$

$$G = 163,621 \text{ KN}$$

13^{ème} étage, 12^{ème} étage, 11^{ème} étage, 10^{ème} étage, 9^{ème} étage, 8^{ème} étage :

$$G_{\text{plancher}} = G \times Sp = (5,40 \times 8,454) + (6,40 \times 6,267) = 85,760 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0,30 \times 0,40) \times 4,95] \times 25 = 14,850 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0,30 \times 0,35) \times 1,420] \times 25 = 3,728 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 8,97 \times 1,628 = 14,603 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25 = 12,240 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 131,181 \text{ KN}}$$

7^{ème} étage :

$$G_{\text{plancher}} = G \times Sp = (5,40 \times 8,448) + (6,40 \times 6,253) = 85,634 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0,30 \times 0,40) \times 4,90] \times 25 = 14,700 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0,30 \times 0,35) \times 1,395] \times 25 = 3,662 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 8,97 \times 1,600 = 14,352 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0,45 \times 0,45 \times 3,06 \times 25 = 15,491 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 133,839 \text{ KN}}$$

6^{ème} étage, 5^{ème} étage, 4^{ème} étage & 3^{ème} étage :

$$G_{\text{plancher}} = G \times Sp = (5,40 \times 8,439) + (6,40 \times 6,237) = 85,487 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0,30 \times 0,40) \times 4,85] \times 25 = 14,550 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0,30 \times 0,35) \times 1,37] \times 25 = 3,596 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 8,97 \times 1,575 = 14,128 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0,50 \times 0,50 \times 3,06 \times 25 = 19,125 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 136,886 \text{ KN}}$$

2^{ème} étage :

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = (5,40 \times 8,428) + (6,40 \times 6,218) = 85,306 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0,30 \times 0,40) \times 4,80] \times 25 = 14,400 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0,30 \times 0,35) \times 1,345] \times 25 = 3,531 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 8,97 \times 1,550 = 13,904 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0,55 \times 0,55 \times 3,06 \times 25 = 23,141 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 140,282 \text{ KN}}$$

1^{er} étage :

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = (5,40 \times 8,414) + (6,40 \times 6,197) = 85,096 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0,30 \times 0,40) \times 4,75] \times 25 = 14,250 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0,30 \times 0,35) \times 1,320] \times 25 = 3,465 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 8,97 \times 1,525 = 13,679 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0,60 \times 0,60 \times 3,06 \times 25 = 27,540 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 144,030 \text{ KN}}$$

RDC:

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = (5,40 \times 8,414) + (6,40 \times 6,197) = 85,096 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0,30 \times 0,40) \times 4,75] \times 25 = 14,250 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0,30 \times 0,35) \times 1,320] \times 25 = 3,465 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 12,08 \times 1,525 = 18,422 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0,60 \times 0,60 \times 4,00 \times 25 = 36,000 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 157,233 \text{ KN}}$$

Sous-sol :

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = (6,60 \times 14,611) = 96,433 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0,30 \times 0,40) \times 4,75] \times 25 = 14,250 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0,30 \times 0,35) \times 1,320] \times 25 = 3,465 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 8,77 \times 1,525 = 13,374 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0,60 \times 0,60 \times 3,00 \times 25 = 27,000 \text{ KN}$$

$$G = 154,522 \text{ KN}$$

II.9.2.6. Vérification selon le BAEL91 révisées 99

A. Vérifications de l'effort normal des poteaux 1. $1N_u \leq \overline{N_u}$

1. Évaluation des charges verticales

Selon le BAEL99 révisées 99 (Art B.8.1,1) : Les charges verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en faisant, s'il y a lieu, application de la loi de dégression des charges Variables dans les bâtiments à étages, telle qu'elle est énoncée par les normes en vigueur et en admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelles et poutres).

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

Donc : dans notre cas on va prendre 10% de majoration des charges verticales.

✚ Vérifications du 1, $1 N_u \leq \overline{N_u}$:

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

Tableau II.9.5 : Vérifications de l'effort normal des poteaux $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$.

Niveaux	G (KN)	G _{cum} (KN)	Q _{cum} (KN)	N _u (KN)	1,1 N _u (KN)	$\overline{N_u}$ (KN)	1,1 N _u ≤ $\overline{N_u}$
14 ^{ème} étage	163,621	163,621	71,124	327,574	360,332	2273,91	Oui
13 ^{ème} étage	131,181	294,802	93,206	537,792	591,571	2273,91	Oui
12 ^{ème} étage	131,181	425,983	113,080	744,697	819,167	2273,91	Oui
11 ^{ème} étage	131,181	557,164	130,745	948,289	1043,118	2273,91	Oui
10 ^{ème} étage	131,181	688,345	146,203	1148,570	1263,427	2273,91	Oui
9 ^{ème} étage	131,181	819,526	159,452	1345,538	1480,092	2273,91	Oui
8 ^{ème} étage	131,181	950,707	170,493	1539,194	1693,113	2273,91	Oui
7 ^{ème} étage	133,893	1084,600	180,850	1735,485	1909,034	2911,73	Oui
6 ^{ème} étage	136,886	1221,486	192,949	1938,430	2132,273	3628,24	Oui
5 ^{ème} étage	136,886	1358,372	204,167	2140,053	2354,058	3628,24	Oui
4 ^{ème} étage	136,886	1495,258	214,505	2340,356	2574,391	3628,24	Oui
3 ^{ème} étage	136,886	1632,144	223,962	2539,337	2793,271	3628,24	Oui
2 ^{ème} étage	140,282	1772,426	237,803	2749,480	3024,428	4423,46	Oui
1 ^{er} étage	144,030	1916,456	248,745	2960,333	3256,366	5297,44	Oui
RDC	157,233	2073,689	259,250	3188,355	3507,191	5297,44	Oui
Sous-sol	154,522	2228,211	300,000	3458,085	3803,893	5297,44	Oui

B. Vérification de la contrainte du béton $\frac{N_u}{B} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau II.9.6 : Vérification de la contrainte du béton $\frac{N_u}{B} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ des poteaux.

Niveaux	B (cm ²)	N _u (KN)	N _u /B (MPa)	$\frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ (MPa)	$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$
14 ^{ème} étage	40×40	327,574	2,047	14,17	Oui
13 ^{ème} étage	40×40	537,792	3,361	14,17	Oui
12 ^{ème} étage	40×40	744,697	4,654	14,17	Oui
11 ^{ème} étage	40×40	948,289	5,927	14,17	Oui
10 ^{ème} étage	40×40	1148,570	7,179	14,17	Oui
9 ^{ème} étage	40×40	1345,538	8,410	14,17	Oui
8 ^{ème} étage	40×40	1539,194	9,620	14,17	Oui
7 ^{ème} étage	45×45	1735,485	8,570	14,17	Oui

6 ^{ème} étage	50×50	1938,430	7,754	14,17	Oui
5 ^{ème} étage	50×50	2140,053	8,560	14,17	Oui
4 ^{ème} étage	50×50	2340,356	9,361	14,17	Oui
3 ^{ème} étage	50×50	2539,337	10,157	14,17	Oui
2 ^{ème} étage	55×55	2749,480	9,089	14,17	Oui
1 ^{er} étage	60×60	2960,333	8,223	14,17	Oui
RDC	60×60	3188,355	8,857	14,17	Oui
Sous-sol	60×60	3458,085	9,606	14,17	Oui

C. Vérification selon le RPA 99 version 2003

D'après le RPA 99 / version 2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées

1. Coffrage :

Tableau II.9.7 : 1^{ère} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Oui
$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$\text{Min}(b, h) = 30\text{cm} \geq (h_e/20) = (3,06)/20 = 15,3\text{cm}$	Oui
$0,25 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (30/40) = 0,7 \leq 4$	Oui

2. Vérification des sollicitations normales

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emblée dues à séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Tableau II.9.8 : 2^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

Niveaux	N _d (KN)	f _{c28} (KN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$	Observation
Sous-sol	2013,43	2,50	1600	0,223	Condition vérifiée
RDC	1814,81	2,50	1600	0,201	Condition vérifiée
1 ^{er} étage	1674,47	2,50	1600	0,186	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	1604,8	2,50	1600	0,212	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	1538,41	2,50	1600	0,246	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	1405,78	2,50	1600	0,224	Condition vérifiée
5 ^{ème} étage	1276,55	2,50	1600	0,204	Condition vérifiée
6 ^{ème} étage	1147,25	2,50	2025	0,183	Condition vérifiée
7 ^{ème} étage	1018,36	2,50	2500	0,201	Condition vérifiée
8 ^{ème} étage	890,52	2,50	2500	0,222	Condition vérifiée
9 ^{ème} étage	768,25	2,50	2500	0,192	Condition vérifiée
10 ^{ème} étage	651,65	2,50	2500	0,162	Condition vérifiée
11 ^{ème} étage	537,66	2,50	3025	0,134	Condition vérifiée
12 ^{ème} étage	426,24	2,50	3600	0,106	Condition vérifiée
13 ^{ème} étage	317,24	2,50	3600	0,079	Condition vérifiée
14 ^{ème} étage	210,51	2,50	3600	0,052	Condition vérifiée

II.9.3. Pré dimensionnement des poteaux de rive

II.9.3.1. Dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003** : $\min(a, b) \geq 25$ cm en zone IIa

Tableau II.9.9 : Prédimensionnement des poteaux.

D'après les plans architecturaux :

Niveau d'étage		14 ^{ème}	13 ^{ème}	12 ^{ème}	11 ^{ème}	10 ^{ème}	9 ^{ème}	8 ^{ème}	7 ^{ème}
Dimension du poteau	a(cm)	40	40	40	40	40	40	40	45
	b(cm)	40	40	40	40	40	40	40	45
Niveau d'étage		6 ^{ème}	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{er}	RDC	Ss
Dimension du poteau	a(cm)	50	50	50	50	55	60	60	60
	b(cm)	50	50	50	50	55	60	60	60

II.9.3.2. Choix du poteau le plus sollicité

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « **F – 1** ».

La surface reprise par le poteau :

$$S_{p1} = 1,650 \times 3,700 = 6,105 \text{ m}^2$$

$$S_{p2} = 1,800 \times 3,700 = 6,660 \text{ m}^2$$

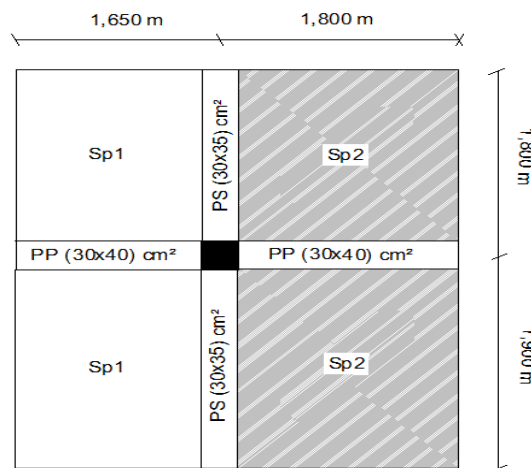


Figure II.9.2 : Représentation du poteau de rive le plus sollicité.

II.9.3.3. Descente de charges

A. Charges d’exploitation

Tableau II.9.10 : Détermination des charges d’exploitation.

Niveaux	Q (KN/m ²)		S (m ²)		Q = q x S (KN)		$\frac{3 + n}{2n}$	Q _{cum} (KN)
14^{ème} étage	1		10,700		Q ₀ =	10,700	1	10,700
13^{ème} étage	1,5	3,5	5,095	5,605	Q ₁ =	27,260	1	37,960
12^{ème} étage	1,5	3,5	5,095	5,605	Q ₂ =	27,260	0,95	62,494
11^{ème} étage	1,5	3,5	5,095	5,605	Q ₃ =	27,260	0,90	84,302
10^{ème} étage	1,5	3,5	5,095	5,605	Q ₄ =	27,260	0,85	103,384
9^{ème} étage	1,5	3,5	5,095	5,605	Q ₅ =	27,260	0,80	119,740
8^{ème} étage	1,5	3,5	5,095	5,605	Q ₆ =	27,260	0,75	133,370
7^{ème} étage	1,5	3,5	5,090	5,600	Q ₇ =	27,235	0,71	146,165
6^{ème} étage	1,5	3,5	5,080	5,590	Q ₈ =	27,185	0,69	161,106

5 ^{ème} étage	1,5	3,5	5,080	5,590	Q ₉ =	27,185	0,67	174,961
4 ^{ème} étage	1,5	3,5	5,080	5,590	Q ₁₀ =	27,185	0,65	187,728
3 ^{ème} étage	1,5	3,5	5,080	5,590	Q ₁₁ =	27,185	0,63	199,407
2 ^{ème} étage	1,5	3,5	5,065	5,579	Q ₁₂ =	27,124	0,63	216,495
1 ^{er} étage	1,5	3,5	5,055	5,565	Q ₁₃ =	27,060	0,62	230,006
RDC	1,5	3,5	5,055	5,565	Q ₁₄ =	27,060	0,61	242,975
Sous-sol	5		7,920		Q ₁₅ =	39,600	0,60	262,927

A. Charges permanentes et l'effort normal «N_u»

Par les mêmes étapes de calcul N_u du poteau central on trouve les résultats suivants :

II.9.3.4. Vérification selon le BAEL91 révisées 99

A. Vérifications de l'effort normal des poteaux 1. $1N_u \leq \overline{N}_u$

Tableau II.9.11 : Vérifications de l'effort normal des poteaux 1, $1N_u \leq \overline{N}_u$.

Niveaux	G (KN)	G _{cum} (KN)	Q _{cum} (KN)	N _u (KN)	1,1 N _u (KN)	\overline{N}_u (KN)	1,1 N _u ≤ \overline{N}_u
14 ^{ème} étage	97,302	97,302	10,700	147,408	162,149	2273,91	Oui
13 ^{ème} étage	133,300	230,602	37,960	368,253	405,078	2273,91	Oui
12 ^{ème} étage	133,300	363,902	62,494	585,009	643,510	2273,91	Oui
11 ^{ème} étage	133,300	497,202	84,302	797,676	877,443	2273,91	Oui
10 ^{ème} étage	133,300	630,502	103,384	1006,254	1106,879	2273,91	Oui
9 ^{ème} étage	133,300	763,802	119,740	1210,743	1331,817	2273,91	Oui
8 ^{ème} étage	133,300	897,102	133,370	1411,143	1552,257	2273,91	Oui
7 ^{ème} étage	135,767	1032,869	146,165	1613,621	1774,983	2911,73	Oui
6 ^{ème} étage	138,564	1171,433	161,106	1823,094	2005,403	3628,24	Oui
5 ^{ème} étage	138,564	1309,997	174,961	2030,938	2234,031	3628,24	Oui
4 ^{ème} étage	138,564	1448,561	187,728	2237,150	2460,864	3628,24	Oui
3 ^{ème} étage	138,564	1587,125	199,407	2441,729	2685,902	3628,24	Oui
2 ^{ème} étage	141,476	1728,601	216,495	2658,354	2924,189	4423,46	Oui
1 ^{er} étage	145,251	1873,852	230,006	2874,709	3162,180	5297,44	Oui
RDC	168,950	2042,802	242,975	3122,245	3434,470	5297,44	Oui
Sous-sol	138,933	2181,735	262,927	3339,733	3673,706	5297,44	Oui

B. Vérification de la contrainte du béton $\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau II.9.12 : Vérification de la contrainte du béton $\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$
des poteaux.

Niveaux	B (cm ²)	Nu (KN)	Nu/B (MPa)	$\frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ (MPa)	$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$
14 ^{ème} étage	40×40	147,408	0,921	14,17	Oui
13 ^{ème} étage	40×40	368,253	2,302	14,17	Oui
12 ^{ème} étage	40×40	585,009	3,656	14,17	Oui
11 ^{ème} étage	40×40	797,676	4,985	14,17	Oui
10 ^{ème} étage	40×40	1006,254	6,289	14,17	Oui
9 ^{ème} étage	40×40	1210,743	7,567	14,17	Oui
8 ^{ème} étage	40×40	1411,143	8,820	14,17	Oui
7 ^{ème} étage	45×45	1613,621	7,968	14,17	Oui
6 ^{ème} étage	50×50	1823,094	7,292	14,17	Oui
5 ^{ème} étage	50×50	2030,938	8,124	14,17	Oui
4 ^{ème} étage	50×50	2237,150	8,949	14,17	Oui
3 ^{ème} étage	50×50	2441,729	9,767	14,17	Oui
2 ^{ème} étage	55×55	2658,354	8,788	14,17	Oui
1 ^{er} étage	60×60	2874,709	7,985	14,17	Oui
RDC	60×60	3122,245	8,673	14,17	Oui
Sous-sol	60×60	3339,733	9,277	14,17	Oui

C. Vérification selon le RPA 99 version 2003

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

1. Coffrage :

Tableau II.9.13 : 1^{ère} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 25cm	Oui
Min(b, h) ≥ he/20	Min(b, h) = 30cm ≥ (he/20) = (3,06)/20 = 15,3cm	Oui
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (30/40) = 0,7 ≤ 4	Oui

2. Vérification des sollicitations normales

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emblée dues à séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Tableau II.9.14 : 2^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

Niveaux	N_d (KN)	f_{c28} (KN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$	Observation
Sous-sol	1152,24	2,50	1600	0,128	Condition vérifiée
RDC	1076,76	2,50	1600	0,119	Condition vérifiée
1 ^{er} étage	990,19	2,50	1600	0,110	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	931,07	2,50	1600	0,123	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	853,35	2,50	1600	0,136	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	714,44	2,50	1600	0,114	Condition vérifiée
5 ^{ème} étage	694,49	2,50	1600	0,111	Condition vérifiée
6 ^{ème} étage	636,51	2,50	2025	0,101	Condition vérifiée
7 ^{ème} étage	574,47	2,50	2500	0,113	Condition vérifiée
8 ^{ème} étage	512,25	2,50	2500	0,128	Condition vérifiée
9 ^{ème} étage	409,85	2,50	2500	0,102	Condition vérifiée
10 ^{ème} étage	312,22	2,50	2500	0,078	Condition vérifiée
11 ^{ème} étage	267,77	2,50	3025	0,066	Condition vérifiée
12 ^{ème} étage	224,27	2,50	3600	0,056	Condition vérifiée
13 ^{ème} étage	181,48	2,50	3600	0,045	Condition vérifiée
14 ^{ème} étage	139,89	2,50	3600	0,034	Condition vérifiée

II.9.4. Prédimensionnement des poteaux d'angle

II.9.4.1. Dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003** : $\min(a, b) \geq 25$ cm en zone IIa

Tableau II.9.15 : Prédimensionnement des poteaux.

D'après les plans architecturaux :

Niveau d'étage		14 ^{ème}	13 ^{ème}	12 ^{ème}	11 ^{ème}	10 ^{ème}	9 ^{ème}	8 ^{ème}	7 ^{ème}
Dimension du poteau	a(cm)	40	40	40	40	40	40	40	45
	b(cm)	40	40	40	40	40	40	40	45
Niveau d'étage		6 ^{ème}	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{er}	RDC	Ss
Dimension du poteau	a(cm)	50	50	50	50	55	60	60	60
	b(cm)	50	50	50	50	55	60	60	60

II.9.4.2. Choix du poteau le plus sollicité

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « **F – 1** ».

La surface reprise par le poteau :

$$S_{p1} = (3,625 \times 3,450) - (1,825 \times 1,650) = 9,495 \text{ m}^2$$

$$S_{p2} = 1,825 \times 1,650 = 3,011 \text{ m}^2$$

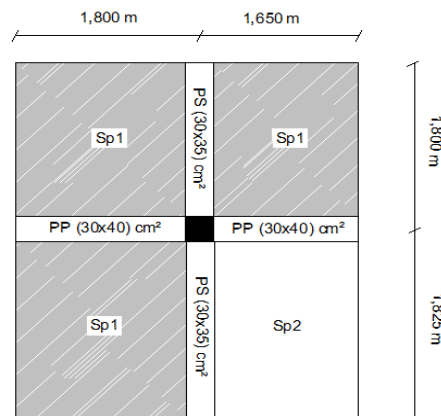


Figure II.9.3 : Représentation du poteau de rive le plus sollicité.

II.9.4.3. Descente de charges

A. Charges d'exploitation

Tableau II.9.16 : Détermination des charges d'exploitation.

Niveaux	Q (KN/m ²)		S (m ²)		Q = q x S (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q _{cum} (KN)
14 ^{ème} étage	1		10,464		Q ₀ =	10,464	1	10,464
13 ^{ème} étage	3,5	1,5	7,954	31,604	Q ₁ =	42,086	1	37,960
12 ^{ème} étage	3,5	1,5	7,954	31,604	Q ₂ =	70,512	0,95	62,494
11 ^{ème} étage	3,5	1,5	7,954	31,604	Q ₃ =	95,795	0,90	84,302
10 ^{ème} étage	3,5	1,5	7,954	31,604	Q ₄ =	117,918	0,85	103,384
9 ^{ème} étage	3,5	1,5	7,954	31,604	Q ₅ =	136,880	0,80	119,740
8 ^{ème} étage	3,5	1,5	7,954	31,604	Q ₆ =	152,682	0,75	133,370
7 ^{ème} étage	3,5	1,5	7,944	31,565	Q ₇ =	167,508	0,71	146,165
6 ^{ème} étage	3,5	1,5	7,931	31,512	Q ₈ =	184,828	0,69	161,106
5 ^{ème} étage	3,5	1,5	7,931	31,512	Q ₉ =	200,887	0,67	174,961
4 ^{ème} étage	3,5	1,5	7,931	31,512	Q ₁₀ =	215,685	0,65	187,728
3 ^{ème} étage	3,5	1,5	7,931	31,512	Q ₁₁ =	229,223	0,63	199,407
2 ^{ème} étage	3,5	1,5	7,914	31,445	Q ₁₂ =	249,034	0,63	216,495
1 ^{er} étage	3,5	1,5	7,894	31,364	Q ₁₃ =	264,693	0,62	230,006
RDC	3,5	1,5	7,894	31,364	Q ₁₄ =	279,724	0,61	242,975
Sous-sol	5		2,490		Q ₁₅ =	12,450	0,60	282,780

B. Charges permanentes et l'effort normal «N_u»

Par les mêmes étapes de calcul N_u du poteau central on trouve les résultats suivants :

II.9.4.4. Vérification selon le BAEL91 révisées 99

A. Vérifications de l'effort normal des poteaux 1. $1N_u \leq \overline{N_u}$

Tableau II.9.17 : Vérifications de l'effort normal des poteaux 1, $1N_u \leq \overline{N_u}$.

Niveaux	G (KN)	G _{cum} (KN)	Q _{cum} (KN)	N _u (KN)	1,1 N _u (KN)	$\overline{N_u}$ (KN)	$1,1 N_u \leq \overline{N_u}$
14 ^{ème} étage	106,814	106,814	10,464	159,895	175,884	2273,91	Oui
13 ^{ème} étage	113,547	220,361	42,086	360,616	396,678	2273,91	Oui
12 ^{ème} étage	113,547	333,908	70,512	556,544	612,198	2273,91	Oui
11 ^{ème} étage	113,547	447,455	95,795	747,757	822,532	2273,91	Oui
10 ^{ème} étage	113,547	561,002	117,918	934,230	1027,653	2273,91	Oui
9 ^{ème} étage	113,547	674,549	136,880	1115,961	1227,557	2273,91	Oui
8 ^{ème} étage	113,547	788,096	152,682	1292,953	1422,248	2273,91	Oui

7 ^{ème} étage	115,997	904,093	167,508	1471,788	1618,966	2911,73	Oui
6 ^{ème} étage	118,906	1022,999	184,828	1658,291	1824,120	3628,24	Oui
5 ^{ème} étage	118,906	1141,905	200,887	1842,902	2027,193	3628,24	Oui
4 ^{ème} étage	118,906	1260,811	215,685	2025,622	2228,185	3628,24	Oui
3 ^{ème} étage	118,906	1379,717	229,223	2206,452	2427,098	3628,24	Oui
2 ^{ème} étage	121,281	1500,998	249,034	2399,898	2639,888	4423,46	Oui
1 ^{er} étage	125,499	1626,497	264,693	2592,810	2852,092	5297,44	Oui
RDC	142,900	1769,397	279,724	2808,272	3089,099	5297,44	Oui
Sous-sol	81,201	1861,714	282,780	2937,484	3231,232	5297,44	Oui

B. Vérification de la contrainte du béton $\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau II.9.18 : Vérification de la contrainte du béton $\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$
des poteaux.

Niveaux	B (cm ²)	Nu (KN)	Nu/B (MPa)	$\frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ (MPa)	$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$
14 ^{ème} étage	40×40	159,895	0,999	14,170	Oui
13 ^{ème} étage	40×40	360,616	2,254	14,170	Oui
12 ^{ème} étage	40×40	556,544	3,478	14,170	Oui
11 ^{ème} étage	40×40	747,757	4,674	14,170	Oui
10 ^{ème} étage	40×40	934,230	5,839	14,170	Oui
9 ^{ème} étage	40×40	1115,961	6,975	14,170	Oui
8 ^{ème} étage	40×40	1292,953	8,081	14,170	Oui
7 ^{ème} étage	45×45	1471,788	7,268	14,170	Oui
6 ^{ème} étage	50×50	1658,291	6,633	14,170	Oui
5 ^{ème} étage	50×50	1842,902	7,372	14,170	Oui
4 ^{ème} étage	50×50	2025,622	8,103	14,170	Oui
3 ^{ème} étage	50×50	2206,452	8,826	14,170	Oui
2 ^{ème} étage	55×55	2399,898	7,934	14,170	Oui
1 ^{er} étage	60×60	2592,810	7,202	14,170	Oui
RDC	60×60	2808,272	7,801	14,170	Oui
Sous-sol	60×60	2937,484	8,160	14,170	Oui

C. Vérification selon le RPA 99 version 2003

D'après le **RPA 99 / version 2003**, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

1. Coffrage :

Tableau II.9.19 : 1^{ère} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Oui
$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$\text{Min}(b, h) = 30\text{cm} \geq (h_e/20) = (3,06)/20 = 15,3\text{cm}$	Oui
$0,25 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (30/40) = 0,7 \leq 4$	Oui

2. Vérification des sollicitations normales

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emblée dues à séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Tableau II.9.20 : 2^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

Niveaux	N_d (KN)	f_{c28} (KN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$	Observation
Sous-sol	2375,56	2,50	1600	0,263	Condition vérifiée
RDC	2285,77	2,50	1600	0,253	Condition vérifiée
1 ^{er} étage	2095,39	2,50	1600	0,232	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	2029,48	2,50	1600	0,268	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	1923,8	2,50	1600	0,307	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	1752,9	2,50	1600	0,280	Condition vérifiée
5 ^{ème} étage	1585,39	2,50	1600	0,253	Condition vérifiée
6 ^{ème} étage	1418,94	2,50	2025	0,227	Condition vérifiée
7 ^{ème} étage	1254,35	2,50	2500	0,247	Condition vérifiée
8 ^{ème} étage	1092,47	2,50	2500	0,273	Condition vérifiée
9 ^{ème} étage	937,76	2,50	2500	0,234	Condition vérifiée
10 ^{ème} étage	790,94	2,50	2500	0,197	Condition vérifiée
11 ^{ème} étage	649,21	2,50	3025	0,162	Condition vérifiée
12 ^{ème} étage	512,45	2,50	3600	0,128	Condition vérifiée
13 ^{ème} étage	380,48	2,50	3600	0,095	Condition vérifiée
14 ^{ème} étage	252,63	2,50	3600	0,063	Condition vérifiée



Chapitre III



Etude des éléments secondaires

CHAPITRE

III**Etude des éléments
Secondaires****III.1. Introduction**

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. L'étude de ces élément et indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL 91 modifié 99** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA 99version 2003**.

III.2. Acrotère**III.2.1. Introduction**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre et a une surcharge horizontale et réalise en béton armé. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement qui se trouve à la base pour une bande de largeur 1m. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas le calcul se fera à l'**ELU** et il doit être vérifié à l'**ELS**.

Il a pour rôle de :

- ✚ Protection d'étanchéité.
- ✚ Servant comme garde-corps.
- ✚ Entretien des façades.

III.2.2. Détermination du ferrailage des acrotères

L'acrotère sera ferrillé en flexion simple (dans la plupart des cas le poids propre de l'acrotère est négligé) sous l'action d'un moment découlant du cas le plus

défavorable entre l'action de la main courante " **F** " et l'action sismique représentée par une force horizontale notée « **F_p** ».

A. Effets horizontaux sur les gardes corps :

Les appuis de balcons, garde-corps, rampes et leurs ouvrages seront calculés pour une force horizontale appliquée à la partie supérieure dont la valeur est :

- ❖ **F = 100 kg/ml** Pour les emplacements recevant du public.
- ❖ **F = 60 kg/ml** Pour les emplacements privés.

B. Forces sismiques sur les éléments non structuraux :

L'action sismique sur les éléments non structuraux est donnée par l'article (6.3.2) des règles **RPA/2003**. Selon ces règles, les forces horizontales de calcul sur les éléments non structuraux (tels que les acrotères et les cheminées par exemple) sont calculées suivant la formule suivante :

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

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **tableau 4.1 du RPA/99**.

C_p : Facteur de force horizontale donné par le **tableau 6.1 du RPA/99**.

W_p : Poids propre de l'acrotère.

III.2.3. Détermination des sollicitations

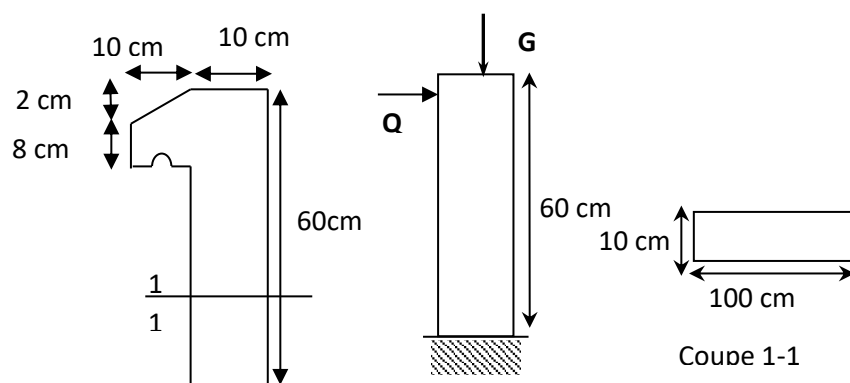


Figure III.2.1 : Dimensions d'un acrotère.

- ✓ Immeuble d'habitation collectif construit en zone II, d'où : **A = 0,15**
- ✓ **C_p = 0,8**
- ✓ Acier en **FeE400**
- ✓ **f_{c28} = 25MPa**
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Enrobage des aciers = **2 cm**

Calcul du poids de l'acrotère : il sera évalué à partir des volumes de béton mis en place pour une bande de largeur unité.

$$S = 0,6 \times 0,1 + 0,08 \times 0,1 + \frac{0,02 \times 0,1}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$W_p = \gamma_{\text{béton}} \times S \times 1 \text{ ml} = 0,069 \times 25 = 172,5 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Enduit : } ep \text{ 2 cm} = 55 \text{ Kg/ml}$$

$$W_p = 227,5 \text{ Kg/ml}$$

Effort sismique au sommet de l'acrotère : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 227,5 = 109,2 \text{ Kg/ml}$$

Valeur de la main courante $F = 100 \text{ kg/m}$

A l'état limite ultime : $F_{ELU} = 1,5 \times 100 = 150 \text{ Kg} > F_p = 109,2 \text{ Kg}$

Ainsi, le cas le plus défavorable correspond à la main courante qui servira au ferrailage de l'acrotère.

❖ Ferrailage de l'acrotère :

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple avec une largeur de 1m :

$$\text{Hauteur utile : } d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

- ❖ Calcul des moments aux états limites ultimes et de service.

✓ Etat limite ultime

$$M_u = F_{ELU} \times h_{\text{acrotère}} = 150 \times 0,6 = 90 \text{ Kg. m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$

$\mu = \frac{90 \times 10^4}{10^3 \times 80^2 \times 14,17} = 0,00992 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,01246$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,01246) = 0,995$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{90 \times 10000}{0,995 \times 80 \times 348} = 32,5 \text{ mm}^2$$

✓ **Etat limite service**

Bornage de la contrainte dans les aciers :

Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable alors :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,6 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{30M_{ser}}{b_0(h-c)^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 60 \times 10^4}{1000 \times (100 - 20)^2 \times 201,6} = 0,0139$$

$\alpha = f(\mu)$, est déterminé d'après un abaque.

$$\mu = 0,0139 \rightarrow \alpha = 0,115$$

D'où une section à l'état limite de service de :

$$A_s = \frac{b \cdot d \cdot \alpha^2}{30(1 - \alpha)} = \frac{1000 \times 80 \times (0,115)^2}{30(1 - 0,115)} = 39,85 \text{ mm}^2$$

La contrainte dans le béton sera de :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s \cdot \alpha}{n(1 - \alpha)} = \frac{201,6 \times 0,115}{15(1 - 0,115)} = 1,75 \text{ Mpa} < 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23(bd) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times (1000 \times 80) \times \frac{2,1}{400} = 96,6 \text{ mm}^2$$

Section minimale selon le **DTU 20.12 (norme NF P 10-203-1)** :

$$A_{\min} = 0,5 \frac{B}{100} = 0,5 \frac{10 \times 60}{100} = 3 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix de la section des armatures**

$$A = \max(A_u; A_{ELS}; A_{\min}, A) = 3,985 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section d'armatures longitudinales constituée de : 9HA8/ml = 4,52 cm² .

✓ **Armatures de répartition (A_r)**

$$A_r \geq \frac{A}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA8/ml**.

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (τ_u : contrainte de cisaillement maximale)

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

Avec : $V_u = 1,5F = 1,5 \times 100 = 150 \text{ kg}$

$$\tau_u = \frac{150 \times 10}{10^3 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

La console est un élément assimilé à une dalle, par conséquent la vérification vis-à-vis du cisaillement se fera avec :

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,075}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,075}{1,5} \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$, La condition étant vérifiée, on peut donc se dispenser des aciers transversaux.

✓ **Disposition des armatures :**

Étant donné le sens aléatoire du séisme et du vent, on placera des armatures longitudinales symétriques sur les 2 faces de l'acrotère. Le schéma du ferrailage est illustré à travers la figure suivante :

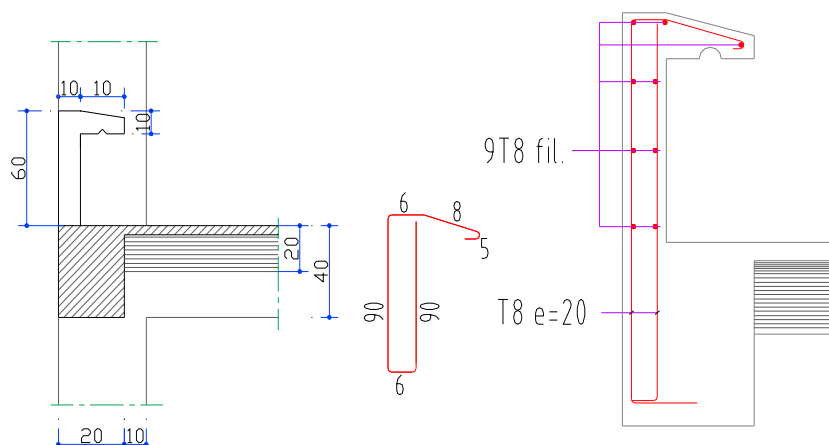


Figure III.2.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Les escaliers

III.3.1. Introduction

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par normes, documents techniques unifiés, décrets ou arrêtés en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment. La réglementation incendie est souvent déterminante. Il doit donc être facilement praticable et suffisamment solide. Il faut aussi qu'il soit d'un entretien aisé, afin de pouvoir garantir à l'ouvrage une longévité économique acceptable. Dans bien des cas, on lui attribue en outre un rôle architectural important.

On distingue :

- ✚ **Les escaliers intérieurs** : Du niveau du rez-de-chaussée à celui de l'étage ou à celui du sous-sol.
- ✚ **Les escaliers extérieurs** : Marches d'accès à partir du terrain naturel vers le rez-de-chaussée, l'étage ou le sous-sol.

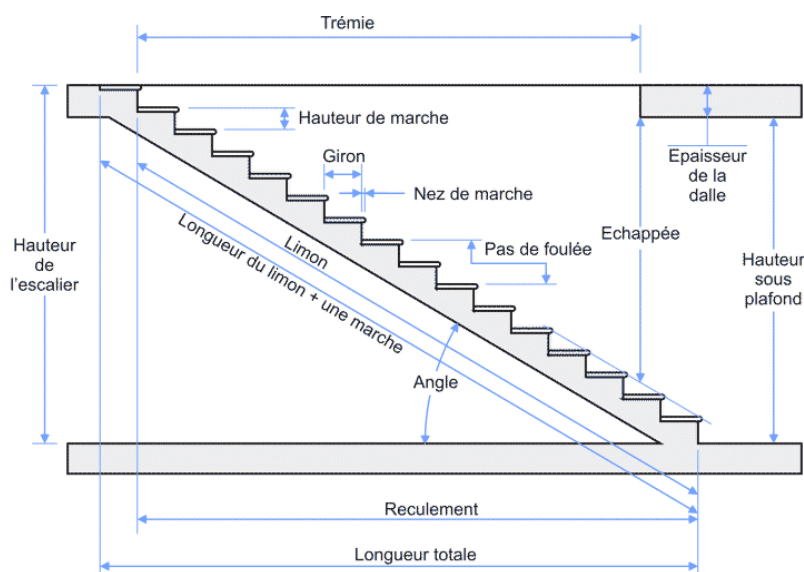


Figure III.3.1 : Différents éléments d'un escalier.

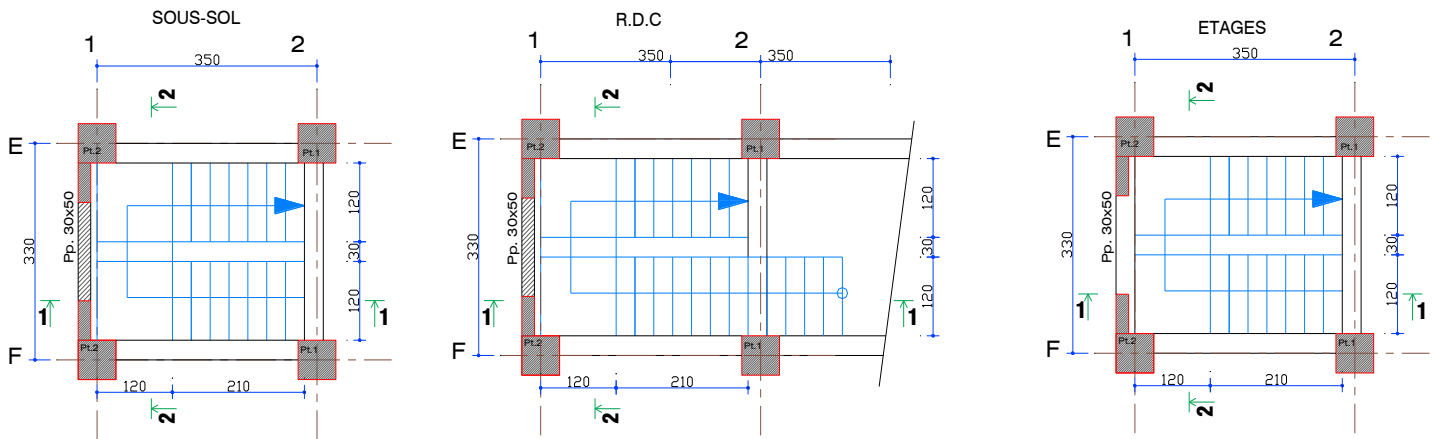


Figure III.3.2 : Vue en plan des escaliers.

III.3.2. Etude la première et deuxième type des escaliers au niveau sous-sol (exemple de calcul)

A. Evaluation des charges

❖ **Charge permanente**

- ✓ Sur la volée $G = 8,230 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Sur le palier de repos $G = 5,350 \text{ KN/m}^2$

❖ **Charge d'exploitation**

- ✓ $Q = 2,500 \text{ KN/m}^2$

Les combinaisons d'actions à considérer dans les calculs sont :

- ✚ Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$
- ✚ Etat limite de service : $G + Q$

Le tableau suivant présente les charges de calcul des escaliers à l'état limite ultime et de service.

Tableau III.3.1 : Charges sur les éléments de l'escalier, 1^{er} type.

Section	G (Kg/m ²)	Q (Kg/m ²)	ELU 1,35G + 1,5Q	ELS G + Q
Paillasse	823	250	1486,050	1073
Palier	535	250	1097,250	785

B. Calcul de la charge équivalente :

La notion de charge équivalente permet de faciliter uniquement les calculs. Elle se déduit de l'expression suivante :

$$q_e = \frac{\sum_{i=1}^n q_i \times l_i}{\sum_{i=1}^n l_i}$$

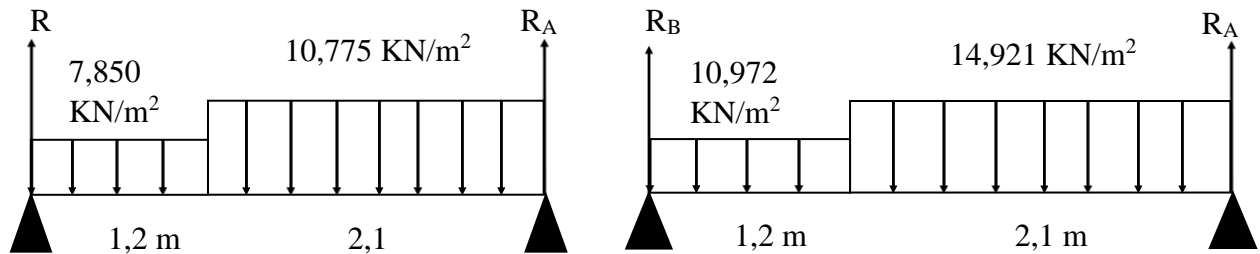


Figure III.3.3 : Charges à l'ELU et l'ELS sur les escaliers type 1 (niveau sous-sols).

Ce qui donne les 2 charges équivalentes suivantes :

$$q_e(u) = \frac{1097,250 \times 1,2 + 1486,050 \times 2,1}{1,2 + 2,1} = 1344,668 \text{ Kg/ml}$$

$$q_e(s) = \frac{785 \times 1,2 + 1077,5 \times 2,1}{2,1 + 1,2} = 971,136 \text{ Kg/ml}$$

C. Calcul des moments max et efforts tranchants max :

$$M_{\max} = \frac{q_e \times l^2}{8}$$

$$T_{\max} = \frac{q_e \times l}{2}$$

La détermination des sections d'armatures se fera sur la portée projetée des escaliers, soit **3,3 m** l'encastrement partiel des escaliers aux niveaux des poutres d'appuis, on tiendra compte des réductions suivantes :

✚ **Moment en travée** $M_{\text{travée}} = 0,85M_{\text{isostatique}}$

✚ **Moment en appui** $M_{\text{appui}} = -0,5M_{\text{isostatique}}$

Tout calcul fait, on aboutit aux résultats suivants :

Tableau III.3.2 : Moments et efforts tranchants de calcul.

Etat	Moment isostatique (Kg. m)	Moment en travée (Kg. m)	Moment en appui (Kg. m)	Effort tranchant Kg
ELU	1830,429	1555,865	915,215	2218,702
ELS	1321,959	1123,665	660,979	//

D. Calcul du ferrailage

On considère une bande de 1m, Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm} ; c = c' = 2 \text{ cm} ; \sigma_s = 348 \text{ Mpa} ; f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}.$$

1. Ferrailage longitudinal :

Ferrailage en travée : $M_{travée} = 1555,865 \text{ Kg. m}$

$$\mu = \frac{15558650}{1000(130)^2 \times 14,17} = 0,0650 < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad A' = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,084$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,084) = 0,966$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15558650}{0,930 \times 130 \times 348} = 355,876 \text{ mm}^2$$

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min} ; A_u) = 3,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix 5HA10 /ml} \quad \rightarrow \quad A = 3,93 \text{ cm}^2$$

Ferrailage en appui : $M_{appui} = 915,215 \text{ Kg. m}$

$$\mu = \frac{9152150}{1000(130)^2 \times 14,17} = 0,038 < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad A' = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,049$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,049) = 0,980$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9152150}{0,980 \times 130 \times 348} = 206,323 \text{ mm}^2$$

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min} ; A_u) = 2,06 \text{ cm}^2$$

Choix 5HA10 /ml → A = 3,93 cm

2. Ferrailage transversal :

Effort tranchant maximal : $V_u = 2218,702 \text{ kg}$

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2218,020}{1000 \times 130} = 0,171 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\tau_u = 0,171 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

On placera des armatures de répartition à raison de **5HA8/ml**, et les marches ne seront pas ferrillées.

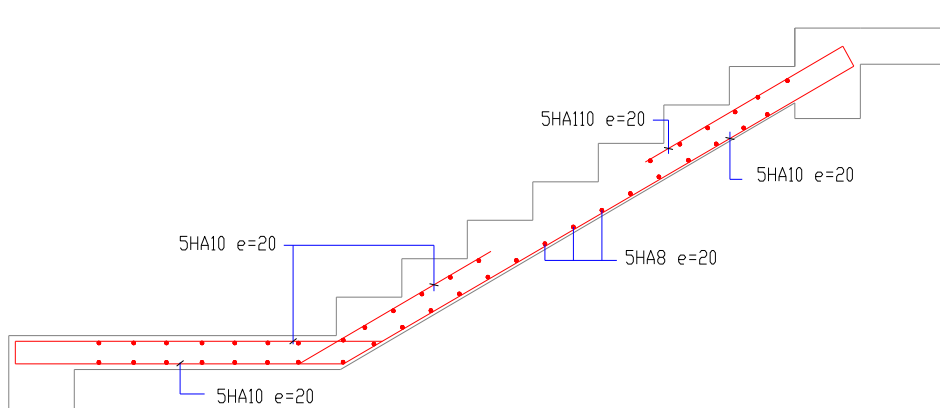


Figure III.3.4 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 (niveau sous-sols).

**III.3.3. Étude la première et deuxième types au niveau RDC
(exemple de calcul)**

E. Evaluation des charges

❖ **Charge permanente**

- ✓ Sur la volée $G = 8,275 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Sur le palier de repos $G = 5,350 \text{ KN/m}^2$

❖ **Charge d'exploitation**

- ✓ $Q = 2,500 \text{ KN/m}^2$

Les combinaisons d'actions à considérer dans les calculs sont :

✚ Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$

✚ Etat limite de service : $G + Q$

Le tableau suivant présente les charges de calcul des escaliers à l'état limite ultime et de service.

Tableau III.3.3 : Charges sur les éléments de l'escalier, 1^{er} type.

Section	G (Kg/m ²)	Q (Kg/m ²)	ELU 1,35G + 1,5Q	ELS G + Q
Paillasse	827,500	250	1492,125	1077,500
Palier	535	250	1097,250	785

F. Calcul de la charge équivalente :

La notion de charge équivalente permet de faciliter uniquement les calculs. Elle se déduit de l'expression suivante :

$$q_e = \frac{\sum_{i=1}^n q_i \times l_i}{\sum_{i=1}^n l_i}$$

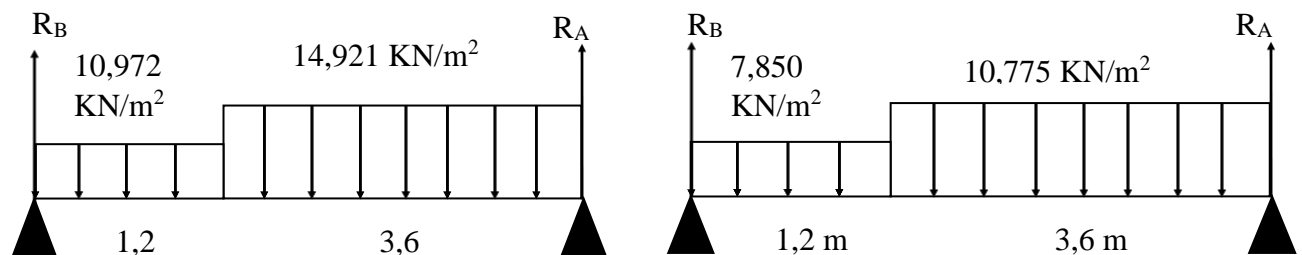


Figure III.3.5 : Charges à l'ELU et l'ELS sur les escaliers type 1.

Le type 1 des escaliers au niveau RDC (cas le plus défavorable) ce qui donne les 2 charges équivalentes suivantes :

$$q_e(u) = \frac{1492,125 \times 3,6 + 1097,250 \times 1,2}{3,6 + 1,2} = 1393,406 \text{ Kg/ml}$$

$$q_e(s) = \frac{1077,5 \times 3,6 + 785 \times 1,2}{3,6 + 1,2} = 1004,375 \text{ Kg/ml}$$

G. Calcul des moments max et efforts tranchants max :

$$M_{\max} = \frac{q_e \times l^2}{8}$$

$$T_{\max} = \frac{q_e \times l}{2}$$

La détermination des sections d'armatures se fera sur la portée projetée des escaliers, soit **4,8 m** l'encastrement partiel des escaliers aux niveaux des poutres d'appuis, on tiendra compte des réductions suivantes :

✚ **Moment en travée** $M_{\text{travée}} = 0,85M_{\text{isostatique}}$

✚ **Moment en appui** $M_{\text{appui}} = -0,5M_{\text{isostatique}}$

Tout calcul fait, on aboutit aux résultats suivants :

Tableau III.3.4 : Moments et effort tranchant de calcul.

Etat	Moment isostatique (Kg. m)	Moment en travée (Kg. m)	Moment en appui (Kg. m)	Effort tranchant Kg
ELU	4013,009	3411,058	2006,505	3344,174
ELS	2892,600	2458,710	1446,300	//

H. Calcul du ferrailage

On considère une bande de 1m, Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement

à l'état limite ultime.

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm} ; c = c' = 2 \text{ cm} ; \sigma_s = 348 \text{ Mpa} ; f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}.$$

3. Ferrailage longitudinal :

Ferrailage en travée : $M_{travée} = 3411,058 \text{ Kg. m}$

$$\mu = \frac{34110580}{1000(130)^2 \times 14,17} = 0,142 < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad A' = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 0,193 \quad ; \quad \beta = 0,923$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34110580}{0,923 \times 130 \times 348} = 817,048 \text{ mm}^2$$

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min} ; A_u) = 8,17 \text{ cm}^2$$

Choix 6HA14 /ml $\rightarrow A = 9,24 \text{ cm}^2$

Ferrailage en appui : $M_{appui} = 2006,505 \text{ Kg. m}$

$$\mu = \frac{20065050}{1000(130)^2 \times 14,17} = 0,084 < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad A' = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 0,109 \quad ; \quad \beta = 0,956$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20065050}{0,923 \times 130 \times 348} = 463,847 \text{ mm}^2$$

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min} ; A_u) = 4,64 \text{ cm}^2$$

Choix 6HA10 /ml $\rightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2$

4. Ferrailage transversal :

Effort tranchant maximal : $V_u = 3344,174 \text{ kg}$

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33441,74}{1000 \times 130} = 0,257 \text{ Mpa}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\tau_u = 0,257 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

On placera des armatures de répartition à raison de **5HA8/ml**, et les marches ne seront pas ferrillées.

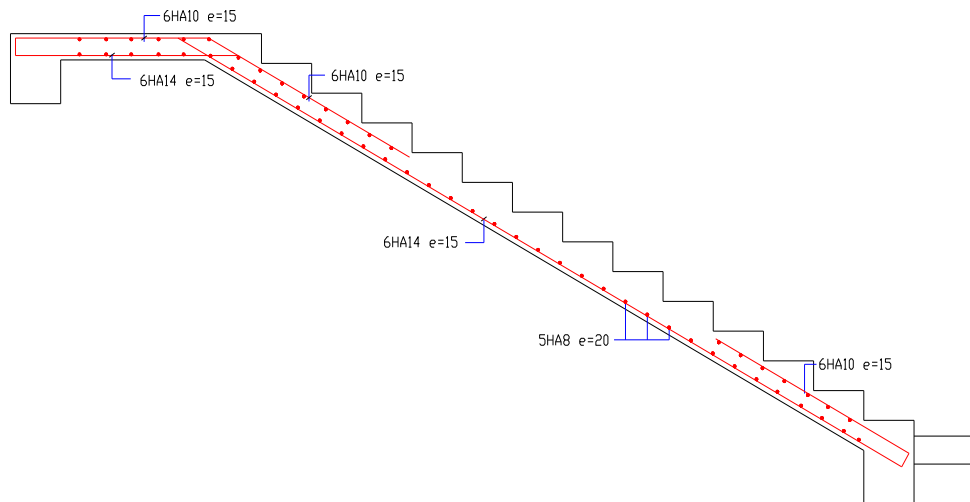


Figure III.3.7 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 (niveau RDC).

III.4. Poutre palière

III.4.1. Introduction

La poutre palière est considérée partiellement encastrée sur ses 2 extrémités, soumise aux sollicitations dues à son poids propre et aussi à la charge qui lui revient des escaliers (la réaction venant de l'escalier). Elle est sollicitée à la flexion simple.

III.4.2. Evaluation des charges

- **Poids propre :**

$$(0,30 \times 0,50 \times 25) = 3,750 \text{ KN/ml.}$$

- **Charge palier** : $G = 5,350 \text{ KN/ml}$
- **Poids propre du mure RDC** : $2,83 \times \left(\frac{(4-0,35)}{2} - 0,5 \right) = 3,750 \text{ KN/ml}$
- **Poids propre du mure étage courant** : $2,83 \times \left(\frac{(3,06-0,35)}{2} - 0,5 \right) = 2,420 \text{ KN/ml}$

$$q_{\text{RDC}} = 12,850 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{EC}} = 11,520 \text{ KN/ml}$$

- **Réaction de l'escalier sur la poutre** :

$$\text{À l'ELU} : R_B = 18,97 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{À l'ELS} : R_B = 16,57 \text{ KN/ml.}$$

✚ Les combinaisons d'actions à considérer dans les calculs sont :

$$\checkmark \text{ Etat limite ultime : } \mathbf{1,35G + 1,5Q}$$

$$\checkmark \text{ Etat limite de service : } \mathbf{G + Q}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$T_{\text{max}} = \frac{q \times l}{2}$$

$$\text{✚ Moment en travée} \quad M_{\text{travée}} = \mathbf{0,85M_{\text{isostatique}}}$$

$$\text{✚ Moment en appui} \quad M_{\text{appui}} = \mathbf{-0,5M_{\text{isostatique}}}$$

Ce qui donne pour le cas traité les valeurs mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau III.4.1 : Récapitulation des moments de la poutre palière pour RDC.

Etat	Moment isostatique (Kg. m)	Moment en travée (Kg. m)	Moment en appui (Kg. m)	Effort tranchant Kg
ELU	4943,720	4202,162	2471,860	5992,239
ELS	4059,247	3450,360	2029,624	//

Tableau III.4.2 : Récapitulation des moments de la poutre palière pour EC.

Etat	Moment isostatique (Kg. m)	Moment en travée (Kg. m)	Moment en appui (Kg. m)	Effort tranchant Kg
ELU	4699,307	3994,411	2349,654	5696,130
ELS	3823,751	3250,189	1911,876	//

NB : En résumé de ce qu'on avait fait précédemment on prend le cas le plus défavorable.

III.4.3. Calcul du ferrailage

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

- $b = 30 \text{ cm}$;
- $d = 0,9h = 45 \text{ cm}$;
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$;
- $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

A. Ferrailage longitudinal :

1. A l'ELU

a. Ferrailage en travée : $M_{travée} = 4202,162 \text{ Kg. m}$

$\mu = \frac{42021620}{300(450)^2 \times 14,17} = 0,049 < \mu_1 = 0,392 \quad \rightarrow \quad A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,063$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,063) = 0,975$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42021620}{0,975 \times 450 \times 348} = 275,218 \text{ mm}^2$$

✚ Condition de non fragilité

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min} ; A_u) = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix 3HA14 /ml} \rightarrow A = 4,62 \text{ cm}^2$$

b. Ferrailage en appui : $M_{\text{appui}} = 2471,860 \text{ Kg. m}$

$$\mu = \frac{24718600}{300(450)^2 \times 14,17} = 0,029 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,036$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,036) = 0,985$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24718600}{0,985 \times 450 \times 348} = 160,179 \text{ mm}^2$$

✚ Condition de non fragilité

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min} ; A_u) = 2,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix 3HA12 /ml} \rightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$$

✚ Exigence du RPA 99 / version 2003 Art 7.5.2.1

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a choisi : } 3\text{HA14} + 3\text{HA12} = 8,01 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

✚ Vérification de la flèche

D'après **BAEL 91, CBA/93** la flèche totale est :

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 E I}$$

$$f_{\text{admissible}} = \frac{l}{500} ; \text{ avec } (l < 5 \text{ m}) \text{ CBA/93 B 6.5.3}$$

$$f_{\max} \leq f_{\text{admissible}}$$

Déterminations de la charge agissante à ELS :

Réaction de volée sur la poutre : $R_B = 16,57 \text{ KN/ml}$.

$$q_s = 12,850 + 16,570 = 29,420 \text{ KN/ml}$$

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 11000 (25)^{1/3} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{300 \times 500^3}{12} = 312500 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 29,420 \times 3300^4}{384 \times 32164,19 \times 312500 \times 10^4} = 0,452 \text{ mm} \leq f_{\text{admicible}} = \frac{3300}{500} = 6,6 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée.

 **La contrainte tangentielle due à la torsion :**

Une pièce est soumise à la torsion lorsque les forces agissant sur elle y a compris des réactions d'appuis située à gauche d'une section droite **S** peuvent être réduit au moment a un couple situé dans le plan de la section **S**. Dans notre cas la torsion appliquée à cette poutre au niveau de l'encastrement.

D'après le **B.A.E.L. 91** la contrainte tangentielle est donnée par la formule :

$$\tau_u = \frac{M_u}{2 \times \Omega \times b}$$

Avec :

- ✓ M_u : moment de torsion.
- ✓ Ω : L'aire du contour.
- ✓ b : L'épaisseur de la paroi.

Nous remplaçons la section pleine par la section creuse :

$$e = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (a - e)(b - e) = (30 - 5)(50 - 5) = 1125 \text{ cm}^2$$

Calcul de moment de torsion :

Le moment d'appuis du palier de repos ($0,2M_0$) crée dans la poutre palière un moment de torsion qui est repartie par un mètre linéaire

$$M_a = 0,2 M_0 = 9,886 \text{ KN.m} = 988,600 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\text{tor}} = \frac{M_a \cdot l}{2} = \frac{988,600 \times 3,30}{2} = 1631,190 \text{ Kg.m}$$

$$\tau_u = \frac{1631,190 \times 10^4}{2 \times 1125 \times 100 \times 300} = 0,242$$

$$\tau_u = 0,242 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée.

B. Ferrailage transversal :

Effort tranchant maximal : $V_u = 5992,239 \text{ kg}$

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5992,239}{300 \times 450} = 0,444 \text{ Mpa}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\tau_u = 0,444 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

Les armatures transversales sont des armatures droites.

Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\varphi_t \leq \text{min} \left\{ \frac{h}{35} ; \varphi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \text{min} \left\{ \frac{50}{35} ; 12 ; \frac{30}{10} \right\} = 3 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et une épingle de **8 mm** de diamètre, soit une section totale de :

$$A_t = \mathbf{4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

✚ Espacement des armatures transversales :

Selon **CBA/93** :

$$S_t \leq \text{min} (15 \varphi_t ; 40\text{cm} ; a + 10\text{cm}) = \text{min} (15 \times 0,8 \text{ cm} ; 40\text{cm} ; 30 + 10\text{cm}) = 12 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \text{min} (0,9 d ; 40\text{cm}) = \text{min} (0,9 \times 44 ; 40\text{cm}) = 39 \text{ cm.}$$

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** on a :

Conditions sur l'espacement :

✓ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(12\phi_1 ; \frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} \right) = \min \left(12 \times 0,8 ; \frac{50}{4} ; 30 \text{ cm} \right) = \min (9,6 ; 25 ; 30 \text{ cm})$$

$$= 9,6 \text{ cm.}$$

Soit un espacement choisit de : $S_t = 10 \text{ cm}$

La longueur de la zone nodale : $2 \times h = 100 \text{ cm}$

✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 50/2 = 25 \text{ cm.}$$

Soit un espacement choisit de : $S_t = 20 \text{ cm}$

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante :

$$A_t = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2.$$

La section d'armatures transversales adoptée vérifie cette condition :

$$A_t(\text{adoptée}) = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,8 \text{ cm}^2$$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10 ϕ_t** minimum.

$$10 \phi_t = 10 \times 0,8 = 80 \text{ cm} ; \text{ Alors on adopte longueur de } \mathbf{10 \text{ cm.}}$$

✚ **Longueur de recouvrement :**

Le largeur de recouvrement minimale donnée par le **RPA 99 / version 2003** est de :

40 Φ En zone II → Selon **RPA 99 / version 2003**.

$$\Phi = \mathbf{12 \text{ mm}} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm} ;$$

Alors on adopte : $L_r = 50 \text{ cm}$

2. Vérification à l'ELS :

✓ **En travée**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le **FeE400**, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha_{ut} \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{42,02}{34,50} = 1,218$$

$$\left(\frac{1,218-1}{2} + \frac{25}{100}\right) = 0,359.$$

$$\alpha_{ut} = 0,063 \leq 0,359 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En appuis**

$$\gamma = \frac{24,72}{20,30} = 1,218.$$

$$\left(\frac{1,218-1}{2} + \frac{25}{100}\right) = 0,359.$$

$$\alpha_{uapp} = 0,036 \leq 0,359 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

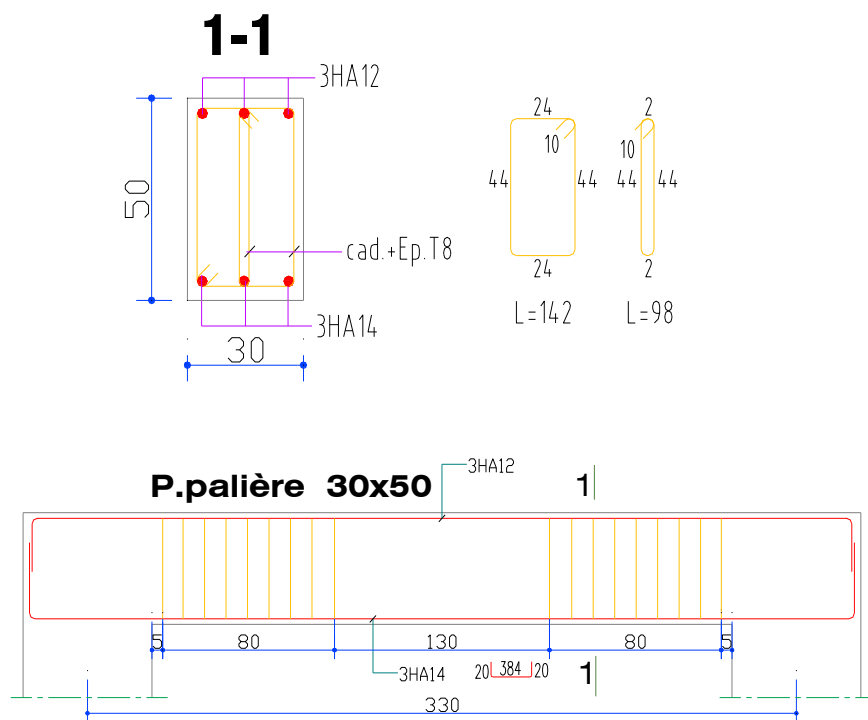


Figure III.4.1 : Ferrailage de la poutre palière.

III.5. Les balcons

III.5.1. Introduction

Les balcons sont des dalles pleines (épaisseur entre 8 et 20cm) encastrées dans des poutres horizontales, entourés d'une rampe ou d'un mur de protection. Ils sont assimilés à des consoles qui débordent des façades des bâtiments.

Les efforts exercés dans un balcon en service, qui ne repose plus sur un étaieage, sont fonction du type de balcon à réaliser. On distingue principalement les balcons en porte-à-faux et les balcons sur appuis extérieurs.

Les différents types des balcons suivant la nature des matériaux utilisés. On distingue :

1. Les balcons en béton armé (les plus courants).
2. Les balcons en acier.
3. Les balcons en bois.

III.5.2. Balcons en béton armé

Ils sont réalisés en dalle pleine dont l'épaisseur varie entre 8 et 20cm. Différents modes d'appuis peuvent être proposés.

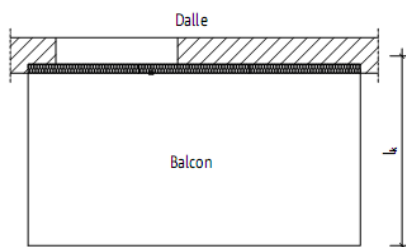


Figure III.5.1 : Balcon en béton armé en porte-à-faux.

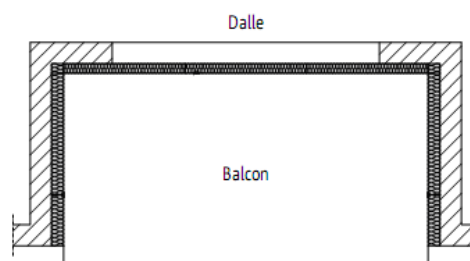


Figure III.5.2 : Balcon en béton armé appuyé sur trois côtés.

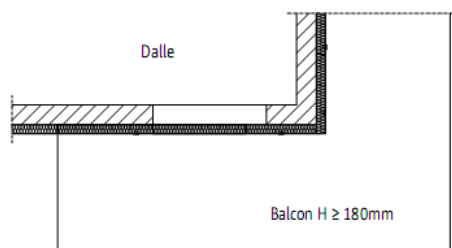


Figure III.5.3 : Balcon en béton armé d'angle

III.5.3. Etude des balcons

Les balcons seront calculés comme des consoles horizontales encastrés aux niveaux des poutres. Ils auront ainsi été soumis aux charges suivantes :

- ✓ Poids propre de la dalle.
- ✓ Poids du revêtement (mortier de pose + revêtement).
- ✓ Charge concentrée à l'extrémité libre, représentant le garde-corps.
- ✓ Charge d'exploitation = 350kg/m^2 (selon le DTR BC-2.42).

A. Dimension de dalle pleine :

- ✓ Largeur : 1,50 m
- ✓ Longueur : 3,60 m
- ✓ Epaisseur : 15 cm

B. Evaluation des charges dans le balcon :

- ✓ Charge permanent : 535 Kg/m^2
- ✓ Garde-corps métallique : 100kg/ml
- ✓ Surcharge d'exploitation : 350 Kg/m^2

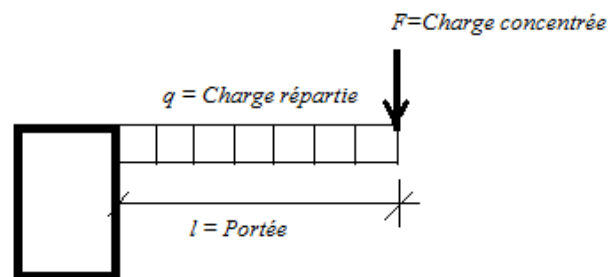


Figure III.5.4 : Schéma statique du balcon.

- ✚ Béton : $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$
- ✚ Acier en **FeE400**
- ✚ Fissuration préjudiciable
- ✚ Enrobage des aciers = **3 cm**

Notre balcons appuis sur 3 cotés le calcul se fait selon la théorie des lignes de rupture

$$L_x = 1,50\text{ m}$$

$$L_y = 3,60\text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,416 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens } L_x \text{ et } L_y.$$

C. Calcul des moments d'encastremets

a. A l'ELU

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$L_x \leq L_y / 2 \rightarrow 1,50 \leq 3,60 / 2 \rightarrow 1,50 \leq 1,80$$

$$L_x \leq L_y / 2 \rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{P_u \times l_x^3}{6} \\ M_0^x = \frac{P_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P_u \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{12,47 \times 1,5^3}{6} = 7,016 \text{ KN.m} \\ M_0^x = \frac{12,47 \times 1,5^2 \times 3,60}{2} - \frac{2 \times 12,47 \times 1,5^3}{3} = 22,446 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ Moments en travées :

$$M_x^t = 0,85 M_0^x = 19,079 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_0^y = 5,964 \text{ KN.m}$$

✚ Moments en appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 M_0^x = -11,223 \text{ KN.m}$$

1. Le Ferrailage :

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur **b = 1m** et d'épaisseur **e = 15 cm**

❖ En travée :

Sens x-x :

$$M_x^t = 0,85 M_0^x = 19,079 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{1907,90 \times 10000}{1000 \times 120^2 \times 14,17} = 0,0935 < \mu_1 = 0,392$$

$A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,123$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,951$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times f_e/\gamma_s} = \frac{1907,90 \times 10^4}{0,959 \times 120 \times 348} = 480,498 \text{ mm}^2$$

Sens y-y :

$$M_y^t = 0,85 M_0^y = 5,964 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{596,4 \times 10000}{1000 \times 120^2 \times 14,17} = 0,0292 < \mu_1 = 0,392$$

$A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,037$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,985$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times f_e/\gamma_s} = \frac{596,4 \times 10^4}{0,985 \times 120 \times 348} = 144,991 \text{ mm}^2$$

❖ **Aux appuis**

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 M_0^x = -11,223 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2f_{bu}} = \frac{1122,30 \times 10000}{1000 \times 120^2 \times 14,17} = 0,0550 < \mu_1 = 0,392$$

$A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0708$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,972$$

$$A_x^a = A_y^a = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times f_e/\gamma_s} = \frac{1122,30 \times 10^4}{0,972 \times 120 \times 348} = 276,578 \text{ mm}^2$$

2. Vérification de l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{12,47 \times 1,5}{2} \times \frac{3,60^4}{1,50^4 + 3,60^4} = 9,079 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_u^y = \frac{12,47 \times 3,60}{2} \times \frac{1,50^4}{1,50^4 + 3,60^4} = 0,657 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9,079 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,0757 \text{ MPa}$$

Les fissurations étant considérées comme préjudiciable τ_u doit être au plus égale à la plus petite des 2 valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,15 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b. Vérification à l'ELS

$$L_x \leq L_y / 2 \rightarrow 1,50 \leq 3,60 / 2 \rightarrow 1,50 \leq 1,80$$

$$L_x \leq L_y / 2 \rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{P_s \times l_x^3}{6} \\ M_0^x = \frac{P_s \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P_s \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{8,85 \times 1,5^3}{6} = 4,978 \text{ KN.m} \\ M_0^x = \frac{8,85 \times 1,5^2 \times 3,60}{2} - \frac{2 \times 8,85 \times 1,5^3}{3} = 15,930 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ Moments en travées :

$$M_x^t = 0,85 M_0^x = 13,541 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_0^y = 4,231 \text{ KN.m}$$

✚ Moments en appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 M_0^x = -7,965 \text{ KN.m}$$

❖ En travée :

Sens x-x :

$$M_x^t = 0,85 M_0^x = 13,541 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1354,10 \times 10000}{1000 \times 120^2 \times 14,17} = 0,0664 < \mu_1 = 0,392$$

$A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,086$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,966$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{1354,10 \times 10^4}{0,966 \times 120 \times 348} = 473,14 \text{ mm}^2$$

Sens y-y :

$$M_y^t = 0,85 M_0^y = 4,231 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{423,10 \times 10000}{1000 \times 120^2 \times 14,17} = 0,0207 < \mu_1 = 0,392$$

$A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,026$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,990$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{423,10 \times 10^4}{0,990 \times 120 \times 348} = 102,390 \text{ mm}^2$$

❖ Aux appuis

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 M_0^x = -7,965 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{796,50 \times 10000}{1000 \times 120^2 \times 14,17} = 0,039 < \mu_1 = 0,392$$

$A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,050$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,980$$

$$A_y^a = A_y^a = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{796,5 \times 10^4}{0,980 \times 120 \times 348} = 194,608 \text{ mm}^2$$

1. Choix des barres

Selon la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23(\text{b. d}) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times (1000 \times 120) \times \frac{2,1}{400} = 145 \text{ mm}^2$$

La section d'armatures du balcon sera déduite à partir du cas le plus défavorable, soit :

$$A = \max(A_u ; A_s ; A_{\min})$$

Tableau III.4.3 : Tableau choix de la section d'armatures.

		A_u (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$\max(A_u ; A_s ; A_{\min})$ (cm ²)	Choix	A (cm ²)
Travée	x – x	4,81	4,73	1,45	4,81	5HA12/ml	5,65
	y – y	1,44	1,02	1,45	1,45	4HA10/ml	3,14
Appuis		2,77	1,94	1,45	2,77	4HA10/ml	3,14

2. Vérification des contraintes

- Béton :

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

- Acier

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - Y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 210,63 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400 \text{ MPa}$

✚ Détermination de la valeur de "Y"

$$I = \frac{b \cdot y^2}{2} + nA_s'(y - c) - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{Avec : } A_{sc}' = 0 \text{ et } n = 15$$

$$\rightarrow y = 4,371 \text{ cm}$$

✚ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + [nA_{st}'(y - c)^2 - nA_{sc}(d - y)^2] = 0$$

$$\rightarrow I = 9846,642 \text{ cm}^4$$

Alors :

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 6,011 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 188,312 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées.

3. Armatures de répartition

Les armatures de répartition sont déduites par la formule suivante :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = 1,412 \text{ cm}^2$$

Choix de la section des armatures de répartition : 5HA8/ml = 2,51 cm²

Soit un espacement de 20 cm.

4. Conditions à respecter :

Diamètre minimal : la fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à 6mm, condition vérifiée.

Espacement minimal : En présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales doit respecter la condition suivante :

$$S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{2h ; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D. Schéma de ferrailage du balcon

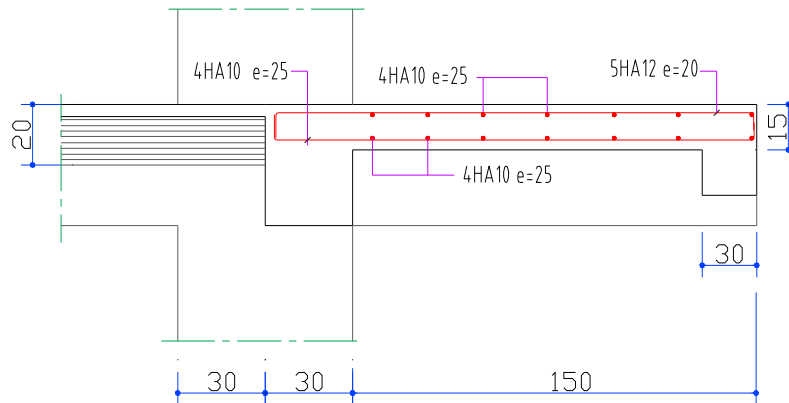


Figure III.5.5 : Schéma de ferrailage du balcon.

G. Vérification de la flèche :

Cette vérification n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{1}{20} \left(\frac{M_t^S}{M_0^S} \right) = \frac{1}{20} = 0,05$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4,71}{100 \times 12} = 0,003925 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

Les trois conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche est donc inutile.

III.6. La dalle flottante

III.6.1. Introduction

Une dalle flottante est un ouvrage de grandes dimensions, généralement en béton ou béton armé, qui repose uniformément sur le sol. Contrairement à un plancher porté ou une dalle, le dallage est un ouvrage qui repose directement sur le sol permettant de transmettre directement les charges qui lui sont appliquées sur ce dernier.

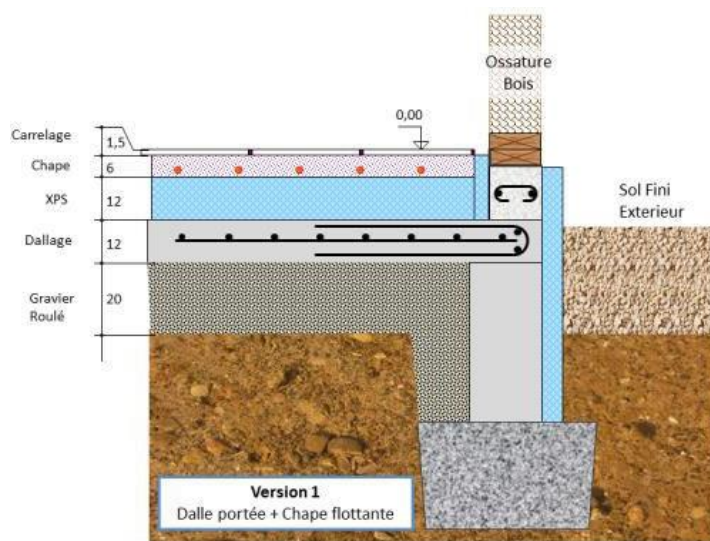


Figure III.6.1 : Schéma de dalle flottante sur terre-plein.

Un dallage est destiné à transmettre au sol les charges qui lui sont appliquées, sa constitution dépend des charges d'exploitation en présence. Un dallage se compose de trois parties :

- ✚ La forme (sous-couche ou fondation) est constituée de sable, de granulats concassés, de tout venant ou d'un grave ciment sur une épaisseur H_1 de **100 à 300 mm** selon les charges transmettre. Celle-ci est compactée de manière à obtenir une plate-forme stable, adopte à recevoir le corps du dallage.
- ✚ Le Corp. de dallage est réalisé en béton armé de dosage en ciment supérieur à **300Kg/m³**.

Pour notre ouvrage Nous choisissons épaisseur 15 cm comporte des armatures en treillis soudé de type $\phi 6$ mm et $S_t = 20$ cm

Le treillis soudé a pour rôle de limiter les fissurations lors du retrait du béton.

III.7. L'ascenseur

III.7.1. Introduction

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou de chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Est un dispositif mobile au semi-mobile assurant le déplacement des personnes en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

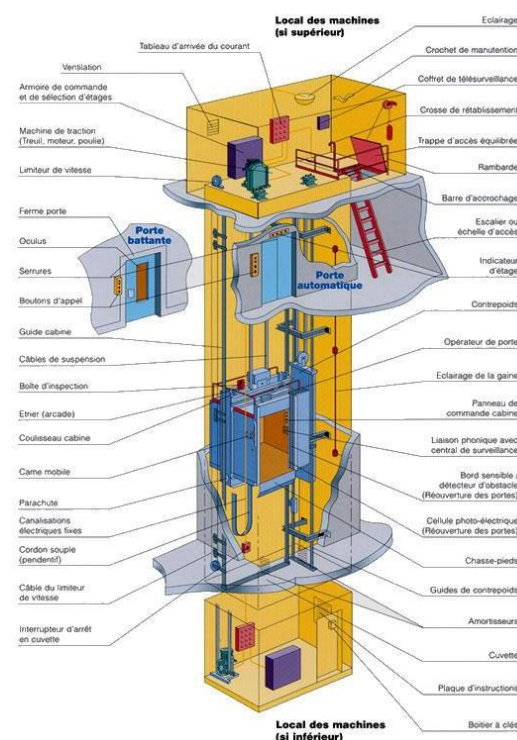


Figure III.7.1 : Schéma d'un ascenseur mécanique.

III.7.2. Description de l'ascenseur

Cabine : Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.

Gaine : Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contre poids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.

Palier : Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.

Cuvette : Partie de la gaine située en contre - bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.

Hauteur libre : Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.

Local des machines : Local où se trouvent la machine et son appareillage.

III.7.3. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- ✓ Le treuil de levage et sa poulie
- ✓ La cabine ou la benne.
- ✓ Le contre poids.

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie du treuil Soit :

- ✓ P_m « **poids mort** » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- ✓ Q : la charge en cabine.
- ✓ P_p : le poids de contrepoids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 Kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,95 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22)

- ✓ Largeur : 1,5 m
- ✓ Profondeur : 1,3 m
- ✓ Hauteur : 2,2 m
- ✓ La largeur de passage libre : 0,9 m
- ✓ La hauteur de passage libre : 2,00 m
- ✓ La hauteur de la course : 65,75 m
- ✓ L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 25\text{cm}$
- ✓ Le poids mort total est : $P_m = \sum M_i = 2342,5 \text{ Kg}$

✓ Le contre poids $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 2342,5 + \frac{675}{2} = 2680 \text{ Kg}$

A. Calcul de la charge de rupture

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de la sécurité C_s est de **10** et le rapport D/d ; (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble) est d'au moins de **40** qu'elle que soit le nombre des tirons.

Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On a : $C_r = C_s \cdot M \dots \dots \dots (1)$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble.

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$M = Q + P_m + M_g \dots \dots \dots (2)$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g < Q + P_m$) $\rightarrow M = Q + P$

Donc : $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P) = 12 \times (675 + 2342,5) = 36210 \text{ Kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage « 0,85 »

$$C_r = \frac{36210}{0,85} = 42600 \text{ Kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_r \times (1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec m : type de moulage (2brins, 3brins, ...)

n : Nombre des câbles

Pour un câble de $d = 12,22 \text{ mm}$ et $m = 3$

On a : $C_r (1 \text{cable}) = 8152 \text{ Kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_r (1 \text{cable}) \times m} = \frac{42600}{8152 \times 3} = 1,74 \quad \text{Soit : } n = 2 \text{ câbles}$$

Le nombre des câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

B. Le poids des câbles (M_g)

$$M_g = m \times n \times L$$

m : La masse linéaire du câble $m = 0,512 \text{ Kg/m}$

L : Longueur du câble = **33.35 m**

n : Nombre des câbles = **2**.

$$M_g = m \times n \times L = 0,512 \times 2 \times 67,80 = 69,43 \text{ Kg}$$

$$(2) \rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 2342,5 + 69,43 = 3086,93 \text{ Kg}$$

C. Vérification de C_r

$$C_r = C_r \times (1 \text{ câble}) \times m \times n = 81523 \times 2 \times 0,85 = 41575,2 \text{ Kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = 13,46 > 12 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D. Calcul de la charge permanente total G

$$G = P_m + P_p + P_{treilli} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{treilli} = 1200 \text{ Kg}$

$$\text{La charge permanente totale : } G = 2342,5 + 2680 + 1200 + 69,43 = 6291,93 \text{ Kg}$$

La surcharge : $Q = 675 \text{ Kg}$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9506,61 \text{ Kg}$$

III.8. Etude de la dalle machine**III.8.1. Introduction**

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est dû au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.8.2. Pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

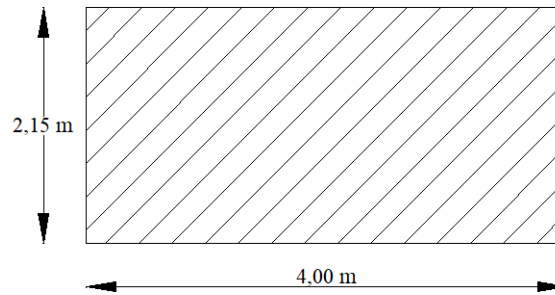


Figure III.8.1 : Schéma de la dalle machine.

Avec : $L_x = 2,15 \text{ m}$; $L_y = 4,00 \text{ m}$

Nous avons des conditions à vérifier :

✓ **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

✓ **Condition de l'E.N.A :**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25\text{cm}$

✓ **Condition de la flèche :**

$$\frac{e}{L_x} \geq \frac{1}{20} \frac{M_T}{M_X} \quad \text{Avec: } M_T = 0,85M_X$$

$$\text{Donc } e \geq \frac{0,85}{20} L_x = 8,5 \text{ cm}$$

Finalement On prend : $e = 25\text{cm}$

III.8.3. Détermination des charges et surcharges

A. Charges permanentes

Selon l'entreprise nationale des ascenseurs :

- $P1 = 8400 \text{ Kg}$

- P2 = 3200 Kg
- P3 = 2000 Kg
- P4 = 600 Kg
- P5 = 800 Kg
- P6 = 1250 Kg
- P7 = 750 Kg
- P8 = 1100 Kg
- P9 = 1000 Kg
- P10 = 3100 Kg

Poids de la machine = $\sum \frac{P_i}{S} \times 100$ tel que :

$$\text{Donc : Poids de la machine} = \frac{P_1+P_2+P_3+P_4+P_5+P_6+P_7+P_8+P_9+P_{10}}{S} \times 100$$

$$\text{Avec : } S = 2,15 \times 4,00 = 8,60 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids de la machine} = \frac{22200}{8,6} = 2581,395 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Dalle pleine } e_p = 25 \text{ cm ; } \rho = 2500 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow 0,25 \times 2500 = 625 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Enduit de ciment } e = 2 \text{ cm ; } \rho = 2000 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow 0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$$

$$G = 25,81 + 6,25 + 0,4 = 32,46 \text{ KN/m}^2$$

B. Surcharge d'exploitation

$$Q = 3 \text{ KN/m}^2$$

C. Combinaison de charges

$$\text{Etat limite ultime : } 1,35G + 1,5Q = 48,321 \text{ KN/m}$$

$$\text{Etat limite de service : } G + Q = 35,46 \text{ KN/m}$$

D. Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon le calcul de dalles reposantes sur 4 cotés.

Calcul de "ρ"

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \quad \rightarrow \quad 0,4 \leq \rho = \frac{2,15}{4,00} = 0,54 \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{Dalle porte dans les deux sens}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les règles **BAEL91**

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\rho^3)} = 0,0907$$

$$\mu_y = \rho^3(1,9 - 0,9\rho) = 0,223$$

Alors :

$$M_x = 0,0907 \times 48,321 \times (2,15)^2 = 20,259 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,223 \times 20,259 = 4,518 \text{ KN.m}$$

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

✚ Moments en travées :

$$\text{Sens } L_{x,y} : M_{t_{x,y}} = 0,85M_{x,y}$$

$$\begin{cases} M_{t_x} = 17,220 \text{ KN.m} \\ M_{t_y} = 3,840 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ Moments en appuis :

$$\text{Sens } L_{x,y} : M_{a_{x,y}} = -0,5M_{x,y}$$

$$\begin{cases} M_{a_x} = -10,130 \text{ KN.m} \\ M_{a_y} = -2,259 \text{ KN.m} \end{cases}$$

E. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de **1 m**, on aura une section $(b \times h) = (100 \times 25) \text{ cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

a. Ferrailage en travée

Dans les deux sens $L_{x,y}$:

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d = 0,9h$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Tableau III.8.1 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens $L_{x,y}$).

M_{t_x} (KN. m)	μ_{bu}	A'_s (cm ²)	α	β	$A_{s_{cal}}$ (cm ²)	Choix	$A_{s_{cal}}$ (cm ²)
17,220	0,024	0	0,030	0,988	2,226	5HA10	3,93

 **Espacement**

$$E_{sp} = \frac{100}{5} = 20 < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$E_{sp} = \frac{100}{5} = 20 < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

→ Toutes les conditions sont vérifiées

b. Ferrailage en appuis

Dans les deux sens $L_{x,y}$:

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d = 0,9h$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Tableau III.8.2 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens $L_{x,y}$).

M_{t_x} (KN. m)	μ_{bu}	A'_s (cm ²)	α	β	$A_{s_{cal}}$ (cm ²)	Choix	$A_{s_{cal}}$ (cm ²)
10,130	0,014	0	0,018	0,993	1,303	5HA10	3,93

✚ Armatures de répartition (A_r)

$$A_r \geq \frac{A}{4} = 0,983 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA8/ml avec $A_r = 2,51 \text{ cm}^2$, espacement $\leq 2,5b \rightarrow e = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$

c. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_x + L_y} = 50,450 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 34,630 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = \max(T_x, T_y) = 50,450 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{50,450}{1 \times 0,225} = 0,224 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

d. Vérification à l'ELS

✚ Vérification des contraintes

- Béton :

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

- Acier

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - Y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,54 \quad ; \quad q_{\text{ser}} = 35,46 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\rho^3)} = 0,0907$$

$$\mu_y = \rho^3(1,9 - 0,9\rho) = 0,223$$

Alors :

$$M_x = 0,0907 \times 35,460 \times (2,15)^2 = 14,887 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,223 \times 14,887 = 3,315 \text{ KN.m}$$

✚ Moments en travées :

$$\text{Sens } L_{x,y} : \quad M_{t_{x,y}} = 0,85M_{x,y}$$

$$\begin{cases} M_{t_x} = 12,654 \text{ KN.m} \\ M_{t_y} = 2,818 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ Moments en appuis :

$$\text{Sens } L_{x,y} : \quad M_{t_{x,y}} = -0,5M_{x,y}$$

$$\begin{cases} M_{a_x} = -7,444 \text{ KN.m} \\ M_{a_y} = -1,658 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_a = \max(M_{a_x}, M_{a_y}) = 7,444 \text{ KN.m}$$

✚ Détermination de la valeur de "Y"

$$I = \frac{b \cdot y^2}{2} + nA_s'(y - c) - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{Avec : } A_{sc}' = 0 \quad \text{et } n = 15$$

✚ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + [nA_{st}'(y - c)^2 - nA_{sc}(d - y)^2] = 0$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau III.8.3 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens.

		M (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{bar}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ _s ^{bar}
Travée	(x - x)	12,654	3,93	4,595	19764.55	2,942	vérifiée	171,952	vérifiée
	(y - y)	2,818	3,93	4,595	19764.55	0,655		38,293	
Appuis		7,444	3,93	4,595	19764.55	1,731		101,154	

✚ Armatures de chapeaux

Sur appuis : sens x-x : $\frac{215}{4} = 53,75$ cm.

Sur appuis : sens y-y : $400/4 = 100$ cm.

e. Vérification de la condition de non fragilité

h = 25 cm ; b = 100 cm

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 22,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,717 \text{ cm}^2$$

✓ Sens Lx-x :

Sur appuis : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,71 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

En travée : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,71 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

✓ Sens Ly-y :

Sur appuis : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,71 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

En travée : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,71 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

f. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \quad \rightarrow 0,116 \geq 0,0425$
- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \quad \rightarrow 0,116 \geq 0,037 \text{ à } 0,0286$
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \rightarrow 1,75 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3}$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

g. Vérification de la dalle de machine au poinçonnement

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (appuyée sur 04 côtes).

La charge totale ultime : $q_u = 4832 \text{ Kg}$

Chaque appui reçoit le 1/4 de cette charge q_u .

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui.

Selon **BAEL 91 révisée 99** la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{4832}{4} = 1208 \text{ Kg}$$

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(15 \times 15) \text{ cm}^2$ (voire figure suivant) :

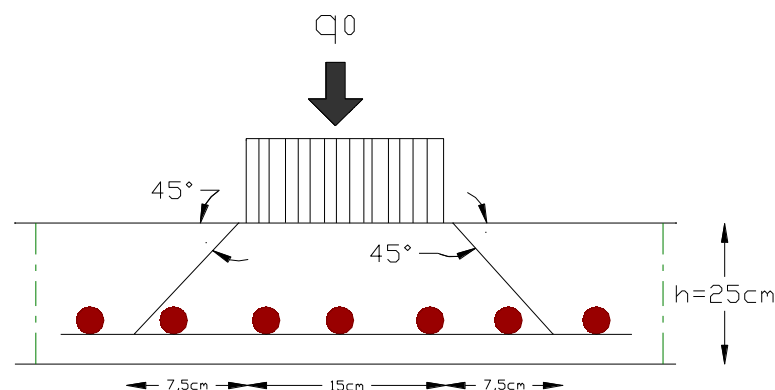


Figure III.8.2 : Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine.

$$\mu_2 = 2(U + V) ; h = 25 \text{ cm}$$

$$U = a + h_0 = 15 + 25 = 40 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 15 + 25 = 40 \text{ cm}$$

$$\mu_2 = 2 \times (40 + 40) = 160 \text{ cm}$$

$$0,045 \times 160 \times 25 \times \frac{25}{1,5} = 3000 \text{ Kg} \leq q_0 = 1208 \text{ Kg}$$

La condition est vérifiée

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

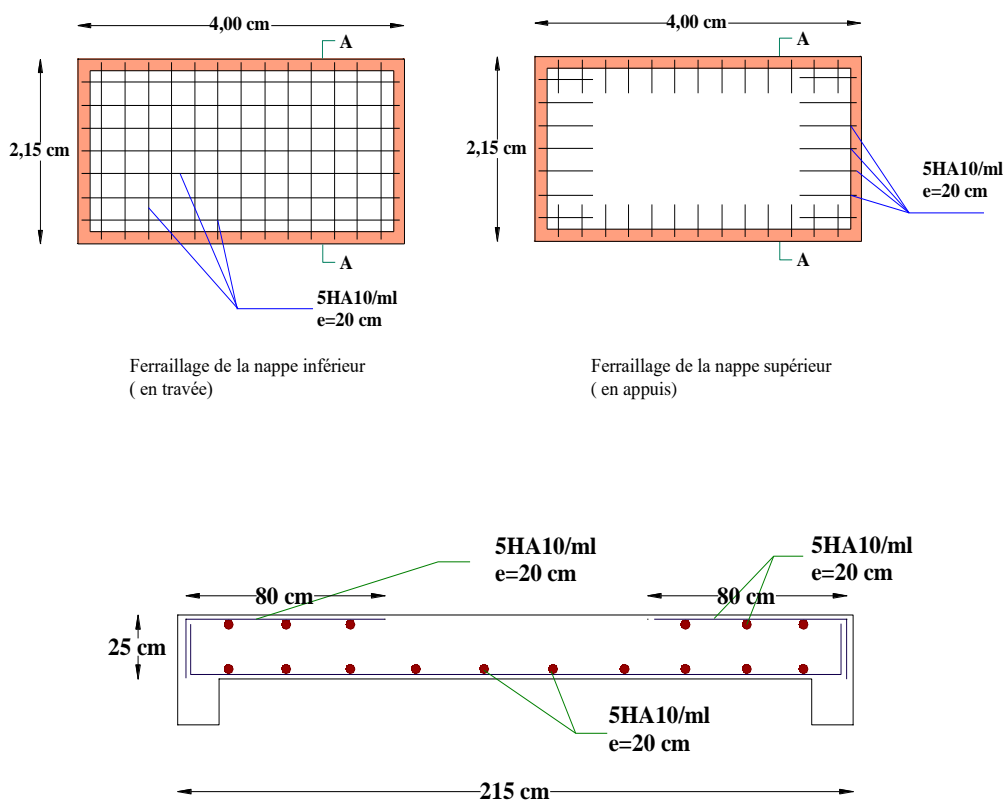


Figure III.8.3 : Ferrailage de la dalle machine.

III.9. Calcul des planchers

III.9.1. Introduction

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique. On distingue :

- ✚ Plancher à corps creux.
- ✚ Plancher à dalle plein.

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur.

III.9.2. Rôles des planchers

Les planchers sont des aires, généralement horizontales (dans les usines, il arrive dans certains cas de donner une légère pente, afin de permettre l'écoulement des eaux de lavage) limitant les étages et supportant les revêtements des sols. Ils doivent être conçus de façon à :

- Supporter leur poids propre et les surcharges d'exploitation qui peuvent être à caractère dynamique ;
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement du sol particulier ;
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux ;
- Assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

Les planchers peuvent être coulés sur place ou préfabriqués selon les cas. Dans notre projet, nous distinguons deux types : des planchers en dalle pleine et des planchers avec hourdis et corps creux ; ils seront tous deux coulés sur place.

Dans notre projet, nous avons deux types de planchers, un plancher en dalle pleine pour le RDC et un plancher en corps creux pour l'ensemble des étages courants.

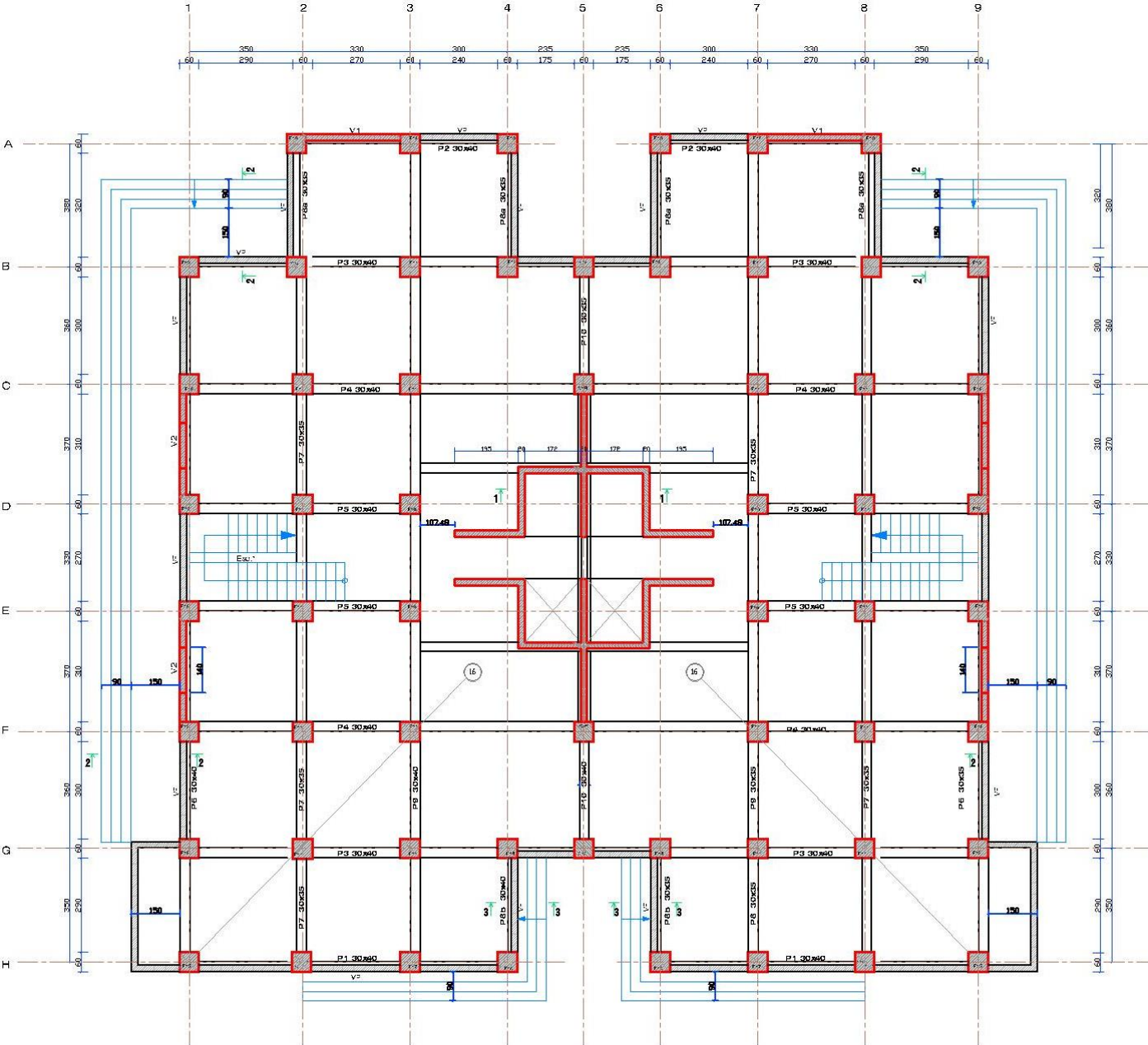


Figure III.9.1 : Plan de coffrage de niveau -3,00 (Plancher à dalle pleine).

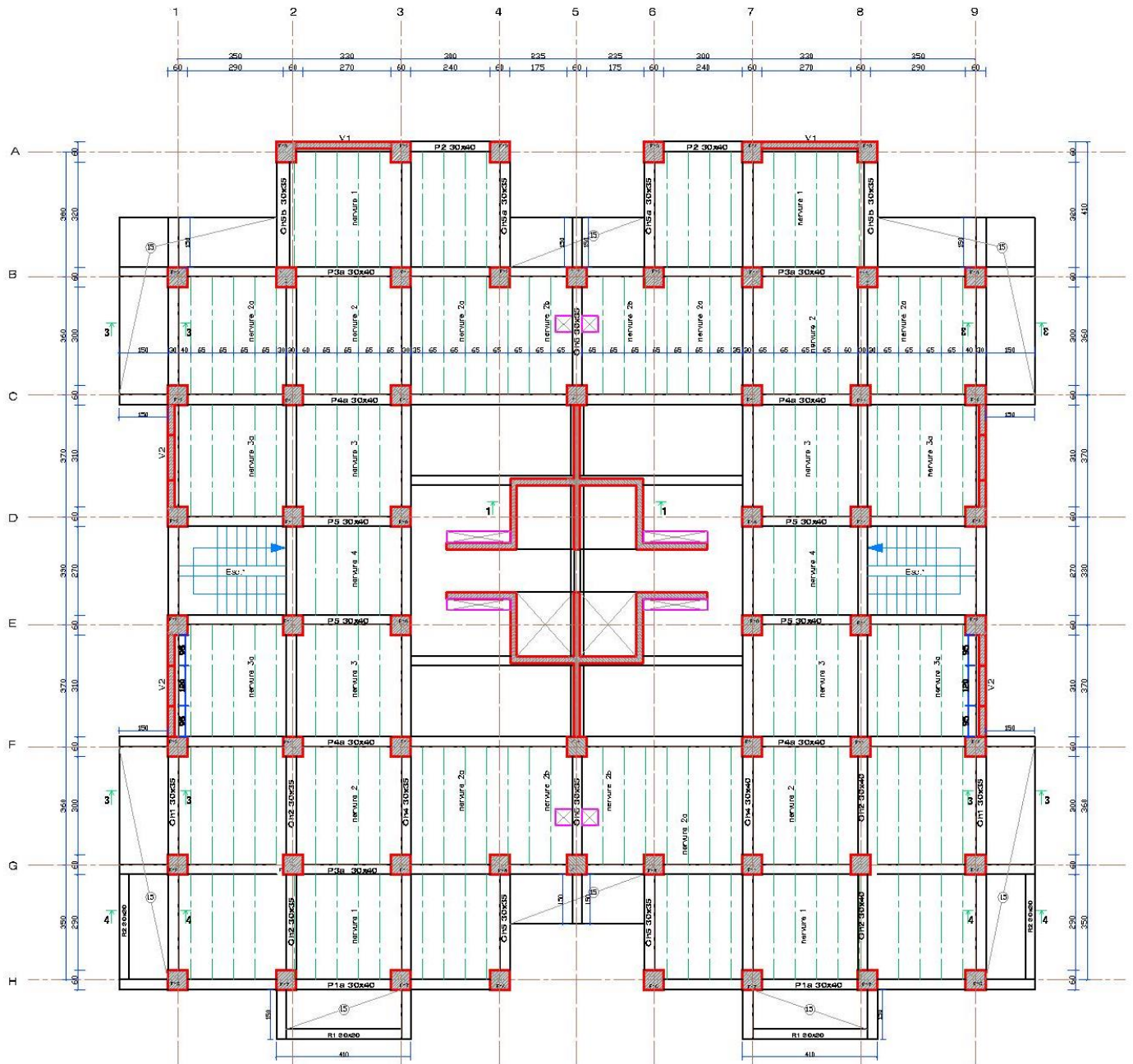


Figure III.9.2 : Plan de coffrage de niveau
+4,00 (Plancher RDC).

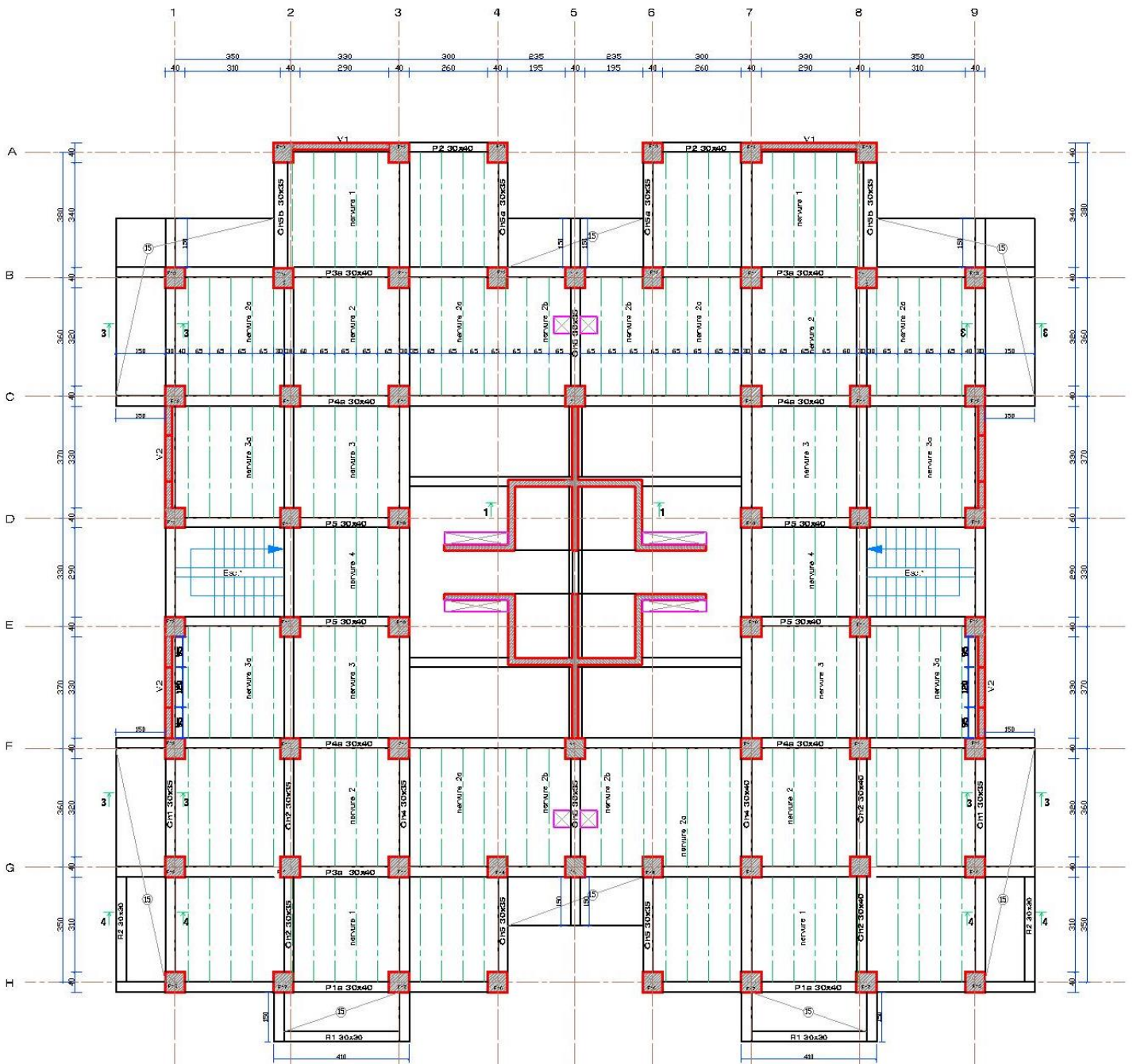


Figure III.9.3 : Plan de coffrage de niveau
+46,84 (Plancher terrasse).

III.9.3. Calcul du ferrailage du plancher en dalle pleine

A. Introduction

Les dalles pleines sont des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque est appuyée sur les poutres, comme elle peut porter dans une seule ou deux directions.

Dans notre bâtiment on a un seul type de dalle :

- ✚ Dalles appuyées sur 04 cotés.

Pour la détermination des sollicitations à l'utilise la méthode simplifier. La dalle est considérée comme totalement ou simplement appuyée et soumise à une charge uniformément répartie.

B. Combinaison de charges

- ✚ Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$

- ✚ Etat limite de service : $G + Q$

Tableau III.9.1 : Combinaison d'action.

	G KN/m	Q KN/m	q_u KN/m	q_{ser} KN/m
Sous-sol	6,60	5	16,41	11,60
RDC, EC	6,40	1,50	6,60	7,92
P. Terrasse	7,63	1	6,60	8,63

On va déterminer le ferrailage de la dalle pleine au niveau sous-sol car c'est lui le plus défavorable et on l'adopte pour les autres dalles.

C. Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon le calcul de dalles reposantes sur 4 cotés.

Calcul de " ρ "

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \rightarrow 0,4 \leq \rho = \frac{3,50}{3,80} = 0,92 \leq 1 \rightarrow \text{Dalle porte dans les deux sens}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les règles **BAEL91**

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\rho^3)}$$

$$\mu_y = \rho^3(1,9 - 0,9\rho)$$

✚ Moments en travées :

Sens $L_{x,y}$: $M_{t_{x,y}} = 0,85M_{x,y}$

✚ Moments en appuis :

Sens $L_{x,y}$: $M_{a_{x,y}} = -0,5M_{x,y}$

Tableau III.9.2 : Résultats des sollicitations à l'ELU et ELS.

	ρ	μ_x	μ_y	M_x KN. m	M_y KN. m
ELU	0,92	0,044	0,835	8,8450	7,386
ELS	0,92	0,044	0,835	7,370	6,154

Tableau III.9.3 : Résultats des moments fléchissant à l'ELU et ELS.

	M_{a_x} KN. m	M_{t_x} KN. m	M_{a_y} KN. m	M_{t_y} KN. m
ELU	4,4225	7,518	3,693	6,278
ELS	3,685	6,265	3,077	6,154

D. Ferrailage de la dalle

La fissuration étant peu nuisible, on limitera l'étude uniquement à l'état limite ultime. La dalle sera calculée comme une poutre de largeur $b = 1 \text{ m}$ et de hauteur $d = 0,14 \text{ m}$.

1. Ferrailage longitudinal

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.9.4 : Résultats de Ferrailage.

Section	Sens xx Sens XX		Sens xx Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M (KN. m)	4,4225	7,518	3,693	6,278
b (cm)	100	100	100	100
d (cm)	14	14	14	14
μ	0,016	0,027	0,013	0,029
Z (cm)	13,91	13,81	13,90	13,79
A_s (cm²)	0,921	1,56	0,763	1,31
A_{min} (cm²)	1,69	1,69	1,69	1,69
A_{adopt} (cm²)	4HA10 = 3,14	4HA12 = 4,52	4HA10 = 3,14	4HA12 = 4,52

NB : En travée (armatures en bas) et en appui : (chapeaux placés en haut)

Calcul de l'espacement :

Conditions sur l'espacement des barres : Les charges sont réparties, on doit s'assurer que les espacements des barres répondent aux exigences suivantes :

Min entre **3h** et **33 cm = 33 cm**. Condition respectée puisque l'espacement réel est de 20cm.

La fissuration étant peu nuisible, il n'y a pas de condition à respecter sur le diamètre.

Choix de diamètre des armatures : $\emptyset \leq \frac{h}{10} = 160 \text{ mm}$

2. Ferrailage transversal

$$\tau_u = \frac{T_{u_{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_x + L_y} = 20,210 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 19,145 \text{ KN}$$

$$T_{u_{\max}} = \max(T_x, T_y) = 20,210 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20,210}{1 \times 0,14} = 0,144 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires. Pour la longueur des chapeaux, on prolongera les armatures de (portée/5) de part et d'autre du nu des poutres, soit une longueur totale de : $30 + 2 \left(\frac{350}{5} \right) = 170 \text{ cm}$

3. Vérification de la flèche

La vérification de flèche n'est pas indispensable dans les cas suivants :

$$\triangleright \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \quad \rightarrow 0,0457 \geq 0,0425$$

$$\triangleright \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \quad \rightarrow 0,457 \geq 0,037 \text{ à } 0,0286$$

$$\triangleright \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \rightarrow 3,036 \times 10^{-4} \leq 5 \times 10^{-3}$$

4. Vérification à l'ELS

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les Contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendu (σ_{st}) ne dépassent Pas la contrainte limite.

- Béton :

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

- Acier

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - Y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 240 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Tableau III.9.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Section	Sens xx Sens XX		Sens yy Sens YY	
	M_{ax} KN. m	M_{tx} KN. m	M_{ay} KN. m	M_{ty} KN. m
M_{ser} (KN. m)	3,685	6,265	3,077	6,154
A_s (cm ²)	3,14	4,52	3,14	4,52
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	240	240	240	240
σ_{bc} (MPa)	1,785	2,669	1,490	2,622
σ_{st} (MPa)	90,713	115,656	75,746	113,607
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

5. Schéma de ferrailage

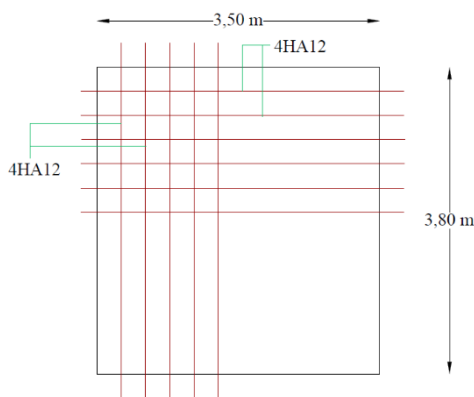


Figure III.9.4 : Schéma du ferrailage en travée des dalles. (Nappes inférieures).

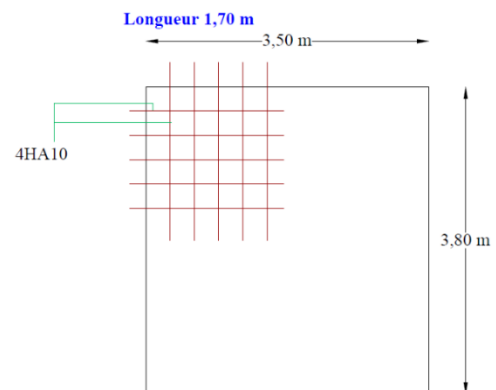


Figure III.9.5 : Schéma du ferrailage en travée des dalles. (Nappes supérieur).

III.9.4. Calcul du ferrailage du plancher à corps creux

A. Introduction

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimension $(16 \times 20 \times 60) \text{ cm}^3$, avec une table de compression de 4 cm d'épaisseur.

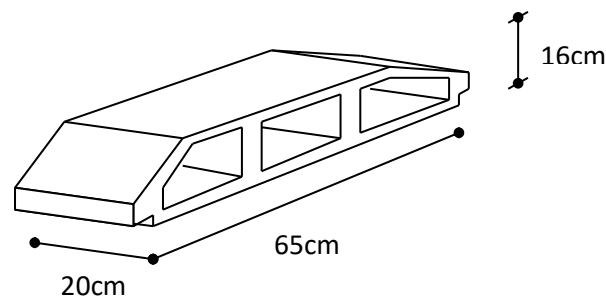


Figure III.9.6 : Corps Creux.

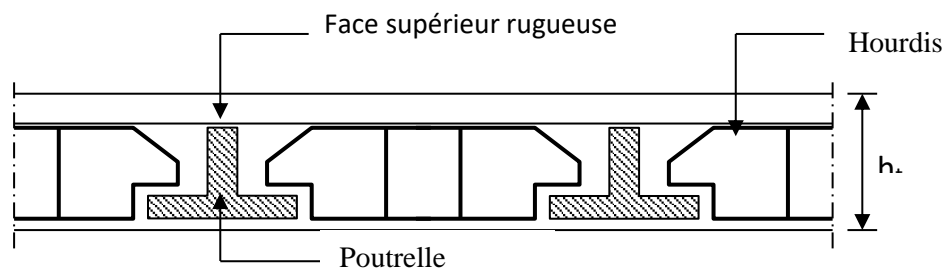


Figure III.9.7 : Coupe verticale du plancher à corps creux.

Le calcul sera pour deux éléments :

- ✓ Poutrelle.
- ✓ La table de compression.

B. Calcule des poutrelles

Le plancher est constitué de corps creux (16+4) qui repose sur des poutrelles ;

Ces poutrelles seront coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, ainsi les sollicitations seront à leur tour transmises aux poutres porteuses.

Le calcul des poutrelles se fera selon le cas de charge en situation finale (après le coulage du plancher), avant et après la prise du béton, pour tenir compte des cas de charges en situations intermédiaires (les poutrelles seront considérées comme des poutres reposant simplement sur leurs appuis).

1. Rappel sur la méthode forfaitaire

Les poutres et les poutrelles (nervures) d'un plancher peuvent être calculées en utilisant les méthodes classiques de la résistance des matériaux, ou bien en utilisant des méthodes approchées dites forfaitaires que l'on va présenter.

L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :

C1 → Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq \max (2G; 5KN/m^2)$.

C2 → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

C3 → Les rapports des portées successives doivent être compris entre **0,8** et **1,25**
 $0,8 \leq l_{x-1}/l_x \leq 1,25$

C4 → La fissuration est non préjudiciable.

Principe de la méthode : elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appui, à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment (M_0) dans la travée dite de comparaison (travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée).

Etapas à suivre :

Soit : $\alpha = \frac{Q_B}{(G+Q_B)}$ le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées.

- ✓ M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.
- ✓ M_w et M_e : les valeurs absolues des moments sur appui de gauche et de droite dans la travée considérée.
- ✓ M_t : moment maximale en travée dans la travée considérée.

Les 3 précédents moments doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max \{(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right)$$

Ceci dans le cas général.

Dans les cas particuliers, on a :

1) $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow$ Travée intermédiaire.

2) $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow$ Travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire être au moins égale à :

1) $0,6M_0 \rightarrow$ Poutre à 2 travées.

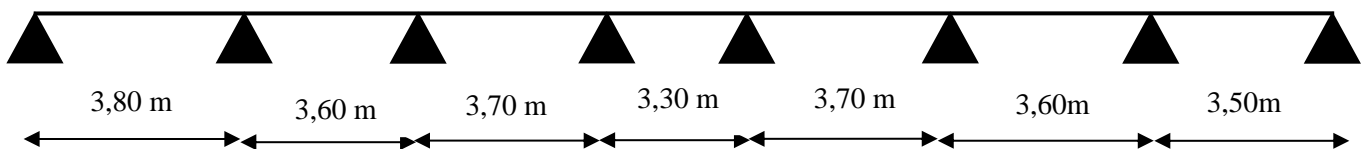
2) $0,5M_0 \rightarrow$ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

3) $0,4M_0 \rightarrow$ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

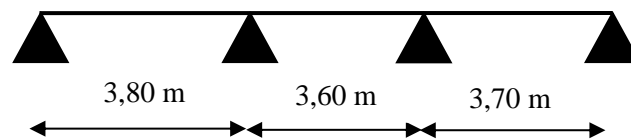
2. Les différents types des poutrelles

✚ Au niveau RDC et EC

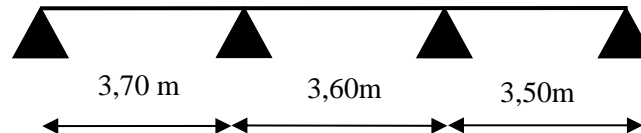
Type 01



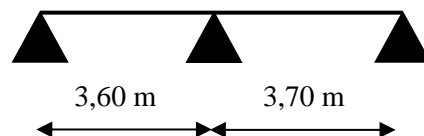
Type 02



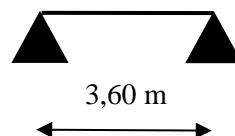
Type 03



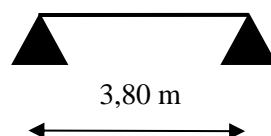
Type 04



Type 05

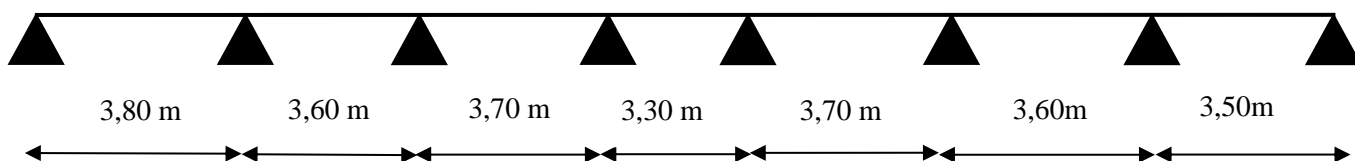


Type 06

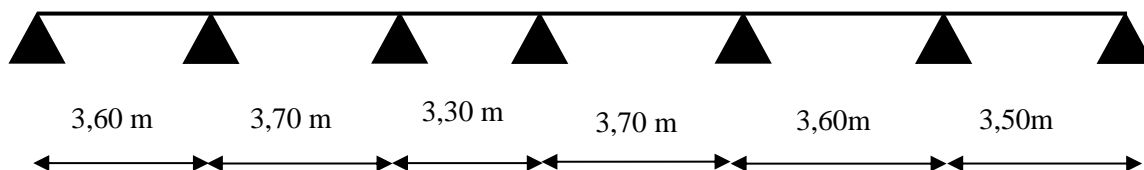


✚ Au niveau terrasse

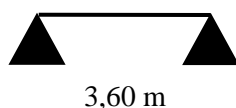
Type 01



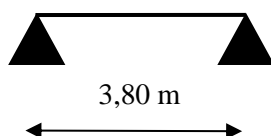
Type 02



Type 03



Type 04



NB : Nous allons étudier uniquement la travée la plus sollicitée et on généralisera le ferrailage pour l'ensemble des autres travées.

Tableau III.9.6 : les différentes charges sur les poutrelles.

Niveaux	G (Kg/m ²)	Q (Kg/m ²)	S _n (Kg/m ²)	b (m)	Combinaison de charges	
					q _u = (1,35G + 1,5Q + 1,2S _n) × b	q _s = (G + Q + 0,9S _n) × b
Terrasse inaccessible	632	100	120	0,65	745,68	546,00
Niveaux	G (Kg/m ²)	Q (Kg/m ²)	S _n (Kg/m ²)	b (m)	Combinaison de charges	
					q _u = (1,35G + 1,5Q) × b	q _s = (G + Q) × b
Etage courant (Hall de circulation)	540	250	/	0,65	717,60	513,50
Etage courant (Chambres)	540	150	/	0,65	620,10	448,50

3. Condition d'application de la méthode forfaitaire :

C1 → Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(2G; 5\text{KN/m}^2)$.

$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5,40; 5\text{KN/m}^2) = 10,80 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

C2 → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. \rightarrow **Condition vérifiée.**

C3 → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq l_{x-1}/l_x \leq 1,25$$

$0,8 \leq \frac{3,60}{3,80} = 0,947 \leq 1,25$ **Condition vérifiée.**

$0,8 \leq \frac{3,70}{3,60} = 1,028 \leq 1,25$ **Condition vérifiée.**

$0,8 \leq \frac{3,30}{3,70} = 0,892 \leq 1,25$ **Condition vérifiée.**

$0,8 \leq \frac{3,70}{3,30} = 1,121 \leq 1,25$ **Condition vérifiée.**

$0,8 \leq \frac{3,60}{3,70} = 0,973 \leq 1,25$ **Condition vérifiée.**

$0,8 \leq \frac{3,50}{3,60} = 0,972 \leq 1,25$ **Condition vérifiée.**

C4 → La fissuration est non préjudiciable

Toutes les conditions sont vérifiées donc on applique la méthode forfaitaire.

Donc on utilise **la méthode de forfaitaire.**

4. Application de la méthode :

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour la poutrelle type 01 du plancher RDC et EC

 **Niveau RDC et EC :**

Etude de la poutrelle type 01 :

a. Charges et surcharges sur la poutrelle :

Pour les travées (AB ; DE ; GH) :

$$q_1 = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 540 + 1,5 \times 150) \times 0,65 = 620,10 \text{ Kg/ml}$$

Pour les travées (BC ; CD ; EF ; FG) :

$$q_2 = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 540 + 1,5 \times 250) \times 0,65 = 717,60 \text{ Kg/ml}$$

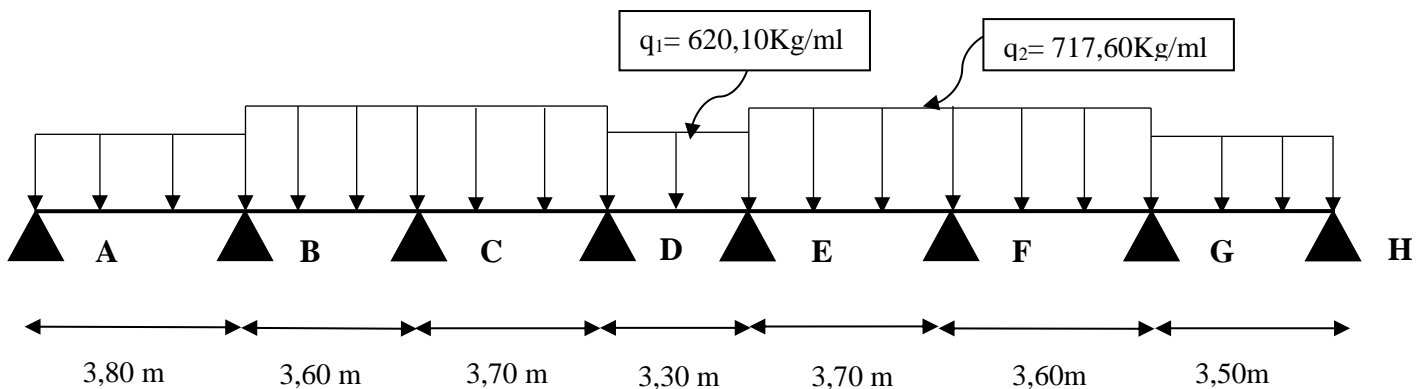


Figure III.9.8 : Schéma de la poutrelle type 01.

b. Moment isostatique

⚡ A l'ELU

$$\text{Travée (A - B)} \rightarrow M_0^{AB} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{620,10 \times 3,80^2}{8} = 1119,280 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Travée (B - C) et (F - G)} \rightarrow M_0^{BC} = M_0^{FG} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{717,60 \times 3,60^2}{8} = 1162,512 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Travée (C - D) et (E - F)} \rightarrow M_0^{CD} = M_0^{EF} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{717,60 \times 3,70^2}{8} = 1227,993 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Travée (D - E)} \rightarrow M_0^{DE} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{620,10 \times 3,30^2}{8} = 844,111 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Travée (G - H)} \rightarrow M_0^{GH} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{620,10 \times 3,50^2}{8} = 949,528 \text{ Kg.m}$$

⚡ A l'ELS

$$\text{Travée (A - B)} \rightarrow M_0^{AB} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{448,50 \times 3,80^2}{8} = 809,543 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Travée (B - C) et (F - G)} \rightarrow M_0^{BC} = M_0^{FG} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{513,50 \times 3,60^2}{8} = 831,870 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Travée (C - D) et (E - F)} \rightarrow M_0^{CD} = M_0^{EF} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{513,50 \times 3,70^2}{8} = 878,727 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Travée (D - E)} \rightarrow M_0^{DE} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{448,50 \times 3,30^2}{8} = 610,521 \text{ Kg. m}$$

$$\text{Travée (G - H)} \rightarrow M_0^{GH} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{448,50 \times 3,50^2}{8} = 686,766 \text{ Kg. m}$$

c. Moment en appuis

✓ Appuis de rive : $M_A = M_H = 0$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0,2M_0$

⚡ A l'ELU

$$M_A = -0,2 \times M_0^{AB} = 0,2 \times 1119,280 = -223,856 \text{ Kg. m}$$

$$M_H = -0,2 \times M_0^{GH} = 0,2 \times 949,528 = -189,906 \text{ Kg. m}$$

⚡ A l'ELS

$$M_A = -0,2 \times M_0^{AB} = 0,2 \times 809,543 = -161,909 \text{ Kg. m}$$

$$M_H = -0,2 \times M_0^{GH} = 0,2 \times 686,766 = -137,353 \text{ Kg. m}$$

✓ Appuis intermédiaires

⚡ A l'ELU

$$M_B = -0,5 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5 \times \max(1119,280; 1162,512) = -581,256 \text{ Kg. m}$$

$$M_C = -0,4 \times \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,4 \times \max(1162,512; 1227,993) = -491,197 \text{ Kg. m}$$

$$M_D = -0,4 \times \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0,4 \times \max(1227,993; 844,111) = -491,197 \text{ Kg. m}$$

$$M_E = -0,4 \times \max(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 0,4 \times \max(844,111; 1227,993) = -491,197 \text{ Kg. m}$$

$$M_F = -0,4 \times \max(M_0^{EF}; M_0^{FG}) = 0,4 \times \max(1227,993; 1162,512) = -491,197 \text{ Kg. m}$$

$$M_G = -0,5 \times \max(M_0^{FG}; M_0^{GH}) = 0,5 \times \max(1162,512; 949,528) = -581,256 \text{ Kg. m}$$

⚡ A l'ELS

$$M_B = -0,5 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0,5 \times \max(809,543; 831,870) = -415,935 \text{ Kg. m}$$

$$M_C = -0,4 \times \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = -0,4 \times \max(831,870; 878,727) = -351,491 \text{ Kg. m}$$

$$M_D = -0,4 \times \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = -0,4 \times \max(878,727; 610,521) = -351,491 \text{ Kg. m}$$

$$M_E = -0,4 \times \max(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = -0,4 \times \max(610,521; 878,727) = -351,491 \text{ Kg. m}$$

$$M_F = -0,4 \times \max(M_0^{EF}; M_0^{FG}) = -0,4 \times \max(878,727; 831,870) = -351,727 \text{ Kg. m}$$

$$M_G = -0,5 \times \max(M_0^{FG}; M_0^{GH}) = -0,5 \times \max(831,870; 686,766) = -415,935 \text{ Kg. m}$$

d. Moment en travées

Pour les travées (AB ; DE ; GH) :

$$\alpha = \frac{Q}{(G + Q)} = \frac{150}{(540 + 150)} = 0,217$$

$$\alpha = 0,217 \rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,065 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,265 \end{cases}$$

Pour les travées (BC ; CD ; EF ; FG) :

$$\alpha = \frac{Q}{(G + Q)} = \frac{250}{(540 + 250)} = 0,316$$

$$\alpha = 0,316 \rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,095 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,295 \end{cases}$$

✚ A P'ELU

❖ Travée de rive :

$$\text{Max} \begin{cases} M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq \max[(1 + 1,03\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0; \text{ Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

✓ Travée (A – B) :

$$\begin{cases} M_t \geq \max[1,065 \times 1119,280; 1,05 \times 1119,280] - \left(\frac{223,856 + 581,256}{2}\right) = 789,477 \text{ Kg. m} \\ M_t \geq \left(\frac{1,265}{2}\right) \times 1119,280 = 707,945 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

$$M_t = \max[789,477; 707,945] \rightarrow M_t = 789,477 \text{ Kg. m}$$

✓ Travée (G – H) :

$$\begin{cases} M_t \geq \max[1,065 \times 949,528; 1,05 \times 949,528] - \left(\frac{581,256 + 189,906}{2}\right) = 625,666 \text{ Kg. m} \\ M_t \geq \left(\frac{1,265}{2}\right) \times 949,528 = 600,576 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

$$M_t = \max[625,666 ; 600,576] \rightarrow M_t = 625,666 \text{ Kg. m}$$

❖ **Travée intermédiaire :**

$$\text{Max} \begin{cases} M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq \max[(1 + 1,03\alpha)M_0 ; 1,05M_0] \\ M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 ; \text{ Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

✓ **Travée (B – C) et (F – G) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max[1,095 \times 1162,512 ; 1,05 \times 1162,512] - \left(\frac{581,256 + 491,197}{2}\right) = 736,724 \text{ Kg. m} \\ M_t \geq \left(\frac{1,295}{2}\right) \times 1162,512 = 752,727 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

$$M_t = \max[736,724 ; 752,727] \rightarrow M_t = 752,727 \text{ Kg. m}$$

✓ **Travée (C – D) et (E – F) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max[1,095 \times 1227,993 ; 1,05 \times 1227,993] - \left(\frac{491,197 + 491,197}{2}\right) = 853,455 \text{ Kg. m} \\ M_t \geq \left(\frac{1,295}{2}\right) \times 1227,993 = 795,125 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

$$M_t = \max[853,455 ; 795,125] \rightarrow M_t = 853,795 \text{ Kg. m}$$

✓ **Travée (D – E) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max[1,065 \times 844,111 ; 1,05 \times 844,111] - \left(\frac{491,197 + 491,197}{2}\right) = 407,781 \text{ Kg. m} \\ M_t \geq \left(\frac{1,265}{2}\right) \times 844,111 = 533,900 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

$$M_t = \max[407,781 ; 533,900] \rightarrow M_t = 533,900 \text{ Kg. m}$$

✚ A P'ELS

❖ **Travée de rive :**

$$\text{Max} \begin{cases} M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq \max[(1 + 1,03\alpha)M_0 ; 1,05M_0] \\ M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 ; \text{ Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

✓ **Travée (A – B) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max[1,065 \times 809,543 ; 1,05 \times 809,543] - \left(\frac{161,909 + 415,935}{2}\right) = 573,24 \text{ Kg. m} \\ M_t \geq \left(\frac{1,265}{2}\right) \times 809,543 = 512,036 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

$$M_t = \max[573,240 ; 512,036] \rightarrow M_t = 573,240 \text{ Kg. m}$$

✓ Travée (G – H) :

$$\begin{cases} M_t \geq \max[1,065 \times 686,766 ; 1,05 \times 686,766] - \left(\frac{415,935 + 137,353}{2}\right) = 454,762 \text{ Kg. m} \\ M_t \geq \left(\frac{1,265}{2}\right) \times 686,766 = 434,379 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

$$M_t = \max[454,762 ; 434,379] \rightarrow M_t = 454,762 \text{ Kg. m}$$

❖ Travée intermédiaire :

$$\text{Max} \begin{cases} M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq \max[(1 + 1,03\alpha)M_0 ; 1,05M_0] \\ M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 ; \text{ Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

✓ Travée (B – C) et (F – G) :

$$\begin{cases} M_t \geq \max[1,095 \times 831,870 ; 1,05 \times 831,870] - \left(\frac{415,935 + 351,491}{2}\right) = 527,185 \text{ Kg. m} \\ M_t \geq \left(\frac{1,295}{2}\right) \times 831,870 = 538,636 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

$$M_t = \max[527,185 ; 538,636] \rightarrow M_t = 538,636 \text{ Kg. m}$$

✓ Travée (C – D) et (E – F) :

$$\begin{cases} M_t \geq \max[1,095 \times 878,727 ; 1,05 \times 878,727] - \left(\frac{351,491 + 351,491}{2}\right) = 610,715 \text{ Kg. m} \\ M_t \geq \left(\frac{1,295}{2}\right) \times 878,727 = 568,976 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

$$M_t = \max[610,715 ; 568,976] \rightarrow M_t = 610,715 \text{ Kg. m}$$

✓ Travée (D – E) :

$$\begin{cases} M_t \geq \max[1,065 \times 610,521 ; 1,05 \times 610,521] - \left(\frac{351,491 + 351,491}{2}\right) = 298,714 \text{ Kg. m} \\ M_t \geq \left(\frac{1,265}{2}\right) \times 610,521 = 386,155 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

$$M_t = \max[298,714 ; 386,155] \rightarrow M_t = 386,155 \text{ Kg. m}$$

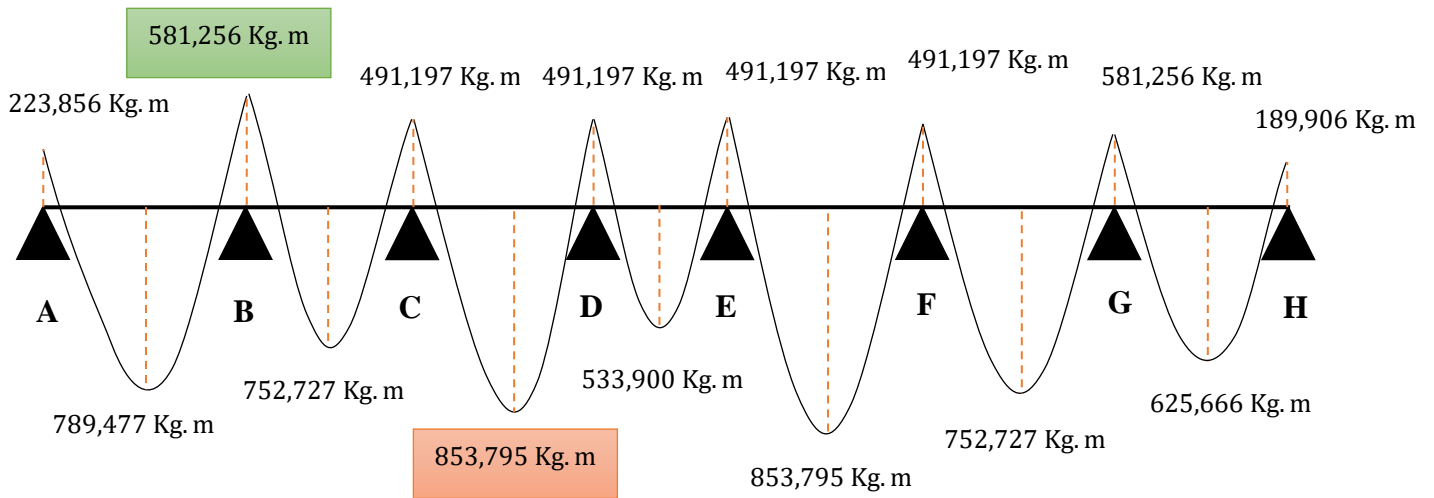
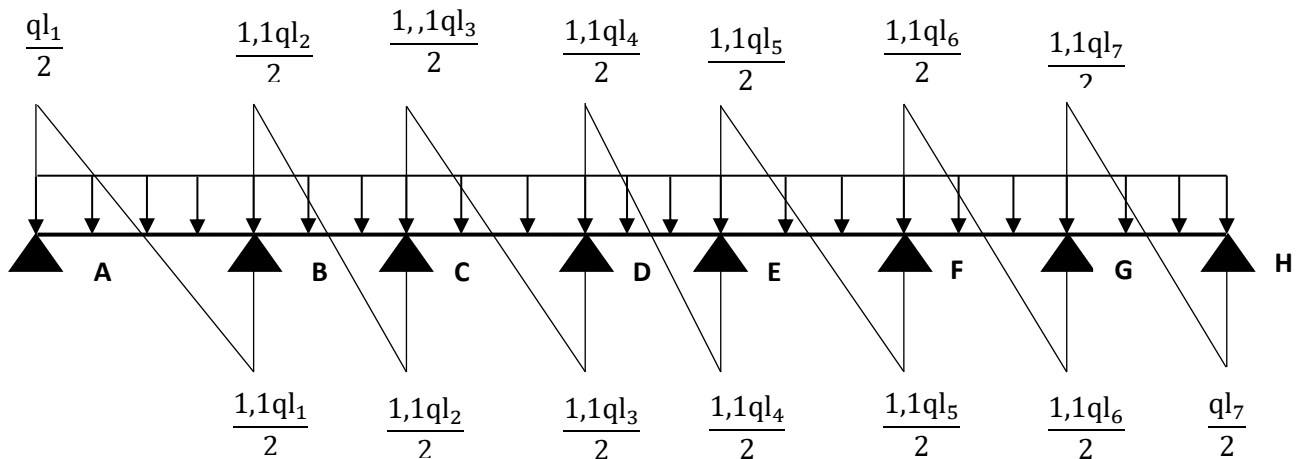


Figure III.9.9 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

e. Les efforts tranchants



✚ A l'ELU

✓ Travée (A – B) :

$$V_A = \frac{620,10 \times 3,80}{2} = 1178 \text{ Kg}$$

$$V_B = 1,1 \times \frac{620,10 \times 3,80}{2} = 1295,800 \text{ Kg}$$

✓ Travée (B – C) et (F – G) :

$$V_B = V_F = \frac{717,60 \times 3,60}{2} = 1291,680 \text{ Kg}$$

$$V_C = V_G = 1,1 \times \frac{717,60 \times 3,60}{2} = 1420,848 \text{ Kg}$$

✓ Travée (C – D) et (E – F) :

$$V_C = V_E = \frac{717,60 \times 3,70}{2} = 1327,560 \text{ Kg}$$

$$V_D = V_F = 1,1 \times \frac{717,60 \times 3,70}{2} = 1460,320 \text{ Kg}$$

✓ Travée (D – E) :

$$V_D = \frac{620,10 \times 3,30}{2} = 1023,165 \text{ Kg}$$

$$V_E = 1,1 \times \frac{620,10 \times 3,30}{2} = 1125,482 \text{ Kg}$$

✓ Travée (G – H) :

$$V_G = 1,1 \times \frac{620,10 \times 3,50}{2} = 1193,500 \text{ Kg}$$

$$V_H = \frac{620,10 \times 3,50}{2} = 1085 \text{ Kg}$$

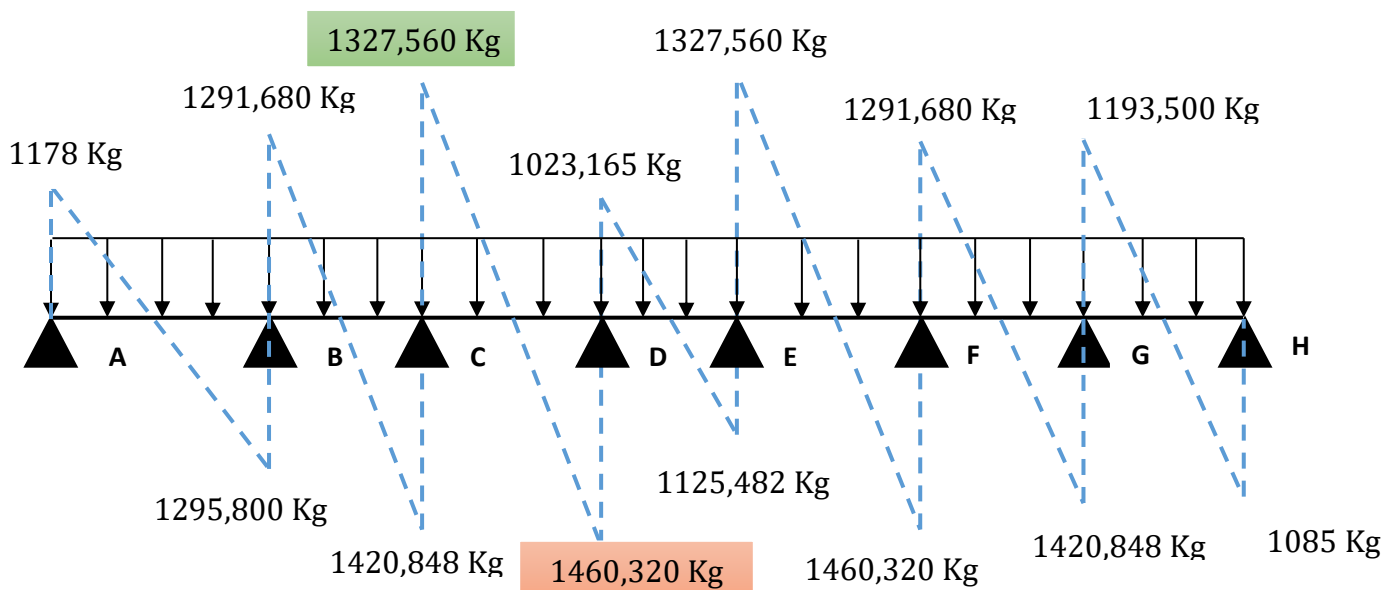


Figure III.9.10 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

f. Le moment M_{Tb} de la table

En travée : $M_{tu_{max}} = 8,54 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_{au_{max}} = -5,81 \text{ KN.m}$

On a : $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $b = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$

✓ **En travée** $M_{tu_{max}} = 8,54 \text{ KN.m}$:

$$M_{Tb} = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{Tb} = 0,65 \times 0,04 \times 14170 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{Tb} = 0,65 \times 0,04 \times 14170 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{Tb} = 58,95 \text{ KN.m} > M_{tu_{max}} = 8,54 \text{ KN.m}$$

D'où l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on calcul la section comme une section rectangulaire ($0,65 \times 0,20$).

g. Ferrailage des poutrelles :

✓ **En travée** $M_{tu_{max}} = 8,54 \text{ KN.m}$

✚ A'ELU

$\mu = \frac{8,54 \times 10^6}{650(180)^2 \times 14,17} = 0,029 < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,036$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,036) = 0,985$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,54 \times 10^6}{0,985 \times 180 \times 348} = 138,411 \text{ mm}^2$$

✚ Condition de non fragilité

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min} ; A_u) = 1,41 \text{ cm}^2$$

Choix 3HA10 /ml $\rightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2$

✓ En appui $M_{\text{au,max}} = -5,81 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{5,81 \times 10^6}{650(180)^2 \times 14,17} = 0,019 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,025) = 0,990$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,81 \times 10^6}{0,990 \times 180 \times 348} = 93,69 \text{ mm}^2$$

✚ Condition de non fragilité

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de :

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{min}} ; A_u) = 1,41 \text{ cm}^2$$

Choix 2HA10 $\rightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2$

h. Ferrailage transversal

Vérification selon le CBA/93.

Effort tranchant ultime : $V_u = 14603,2 \text{ N}$

La contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14603,2}{100 \times 180} = 0,811$$

Lorsque la fissuration est jugée peu préjudiciable, la contrainte τ_u doit être au plus égale à la plus basse des 2 valeurs :

$$\tau_u = 0,811 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

Les armatures transversales sont des armatures droites $\alpha = 90^\circ$; le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{10}{3} = 3,33 \text{ mm.}$$

Soit : $\varphi_t = 6 \text{ mm}$;

Ce diamètre doit respecter une autre condition suivante :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_l \right\} = \left\{ \frac{200}{35}, \frac{100}{10}, 10 \right\} = \{5,71; 10; 10\}$$

Soit: $\varphi_t = 6 \text{ mm}$; On adopte une épingle de $\varphi_t = 6 \text{ mm}$ avec $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

Conditions sur l'espacement d'après **RPA/2003** :

➤ **En zone nodal :**

$$St \leq \min (12\varphi_l ; h/4) = \min (12 \times 1,0 ; 20/4) = \min (12,0 ; 5,0) = 5,00 \text{ cm.}$$

La longueur de la zone nodale : $2 \times h = 40 \text{ cm}$.

Soit un espacement choisit de : $St = 5 \text{ cm}$.

➤ **En zone courante :**

$$St \leq h/2 = 10 \text{ cm}$$

Soit un espacement choisit de : $St = 10 \text{ cm}$.

5. Application de la méthode (RDM)

Etude de la poutrelle type 06 : qui est à une seule travée.

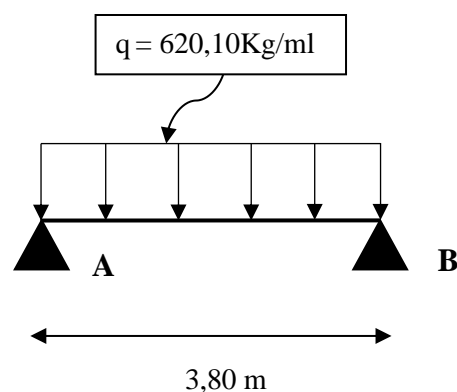


Figure III.9.11 : Schéma de la poutrelle type 06.

(Niveau RDC et EC)

a. Charges et surcharges sur la poutrelle :

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 540 + 1,5 \times 150) \times 0,65 = 620,10 \text{ Kg/ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 = (540 + 150) \times 0,65 = 448,5 \text{ Kg/ml}$$

b. Moment isostatique**✚ A P'ELU**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{620,10 \times 3,80^2}{8} = 1119,280 \text{ Kg. m}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{\text{travée}} = 0,85M_0 = 951,388 \text{ Kg. m} \\ M_{\text{appui}} = -0,5M_0 = -559,640 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

$$V_u = \frac{q \times l}{2} = \frac{620,10 \times 3,80}{2} = 1178 \text{ Kg}$$

✚ A P'ELS

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{448,50 \times 3,80^2}{8} = 809,543 \text{ Kg. m}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{\text{travée}} = 0,85M_0 = 688,111 \text{ Kg. m} \\ M_{\text{appui}} = -0,5M_0 = -404,771 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

c. Le moment M_{Tb} de la table

$$\text{En travée : } M_{tu} = 9,51 \text{ KN. m}$$

$$\text{En appuis : } M_{au} = -5,60 \text{ KN. m}$$

$$\text{On a : } f_e = 400 \text{ MPa ; } f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } f_{bc} = 14,17 \text{ MPa ; } b = 15 \text{ cm ; } c = 2 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ En travée } M_{tu_{\max}} = 9,51 \text{ KN. m :}$$

$$M_{Tb} = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{Tb} = 0,65 \times 0,04 \times 14170 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{Tb} = 0,65 \times 0,04 \times 14170 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{Tb} = 58,95 \text{ KN.m} > M_{tu_{\max}} = 9,51 \text{ KN.m}$$

D'où l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on calcul la section comme une section rectangulaire (0,65 × 0,20).

d. Ferrailage des poutrelles :

✓ En travée $M_{tu_{\max}} = 9,51 \text{ KN.m}$

✚ A l'ELU

$\mu = \frac{9,51 \times 10^6}{650(180)^2 \times 14,17} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,041$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,041) = 0,984$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,51 \times 10^6}{0,984 \times 180 \times 348} = 154,32 \text{ mm}^2$$

✚ Condition de non fragilité

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min} ; A_u) = 1,54 \text{ cm}^2$$

Choix 3HA10 /ml $\rightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2$

✓ En appui $M_{au_{\max}} = -5,60 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{5,60 \times 10^6}{650(180)^2 \times 14,17} = 0,019 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,025) = 0,990$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,60 \times 10^6}{0,990 \times 180 \times 348} = 90,30 \text{ mm}^2$$

✚ Condition de non fragilité

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min} ; A_u) = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix 2HA10} \rightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2$$

e. Ferrailage transversal

Vérification selon le **CBA/93**.

Effort tranchant ultime : $V_u = 11780 \text{ N}$

La contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11780}{100 \times 180} = 0,654$$

Lorsque la fissuration est jugée peu préjudiciable, la contrainte τ_u doit être au plus égale à la plus base des 2 valeurs :

$$\tau_u = 0,654 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

Les armatures transversales sont des armatures droites $\alpha = 90^\circ$; le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{10}{3} = 3,33 \text{ mm.}$$

Soit : $\varphi_t = 6 \text{ mm}$;

Ce diamètre doit respecter une autre condition suivante :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_l \right\} = \left\{ \frac{200}{35}, \frac{100}{10}, 10 \right\} = \{5,71 ; 10 ; 10\}$$

Soit: $\varphi_t = 6 \text{ mm}$; On adopte une épingle de $\varphi_t = 6 \text{ mm}$ avec $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

Conditions sur l'espacement d'après **RPA/2003** :

➤ **En zone nodal :**

$$St \leq \min (12\phi_1 ; h/4) = \min (12 \times 1,0 ; 20/4) = \min (12,0 ; 5,0) = 5,00 \text{ cm.}$$

La longueur de la zone nodale : $2 \times h = 40 \text{ cm.}$

Soit un espacement choisit de : $St = 5 \text{ cm.}$

➤ **En zone courante :**

$$St \leq h/2 = 10 \text{ cm}$$

Soit un espacement choisit de : $St = 10 \text{ cm.}$

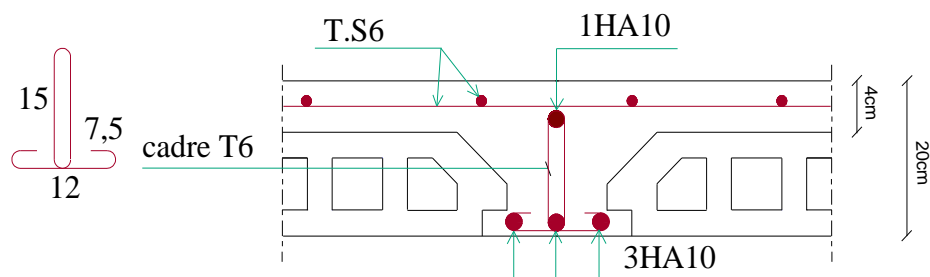


Figure III.9.12 : Schéma de ferrailage des poutrelles en travée.
(Niveau RDC et EC)

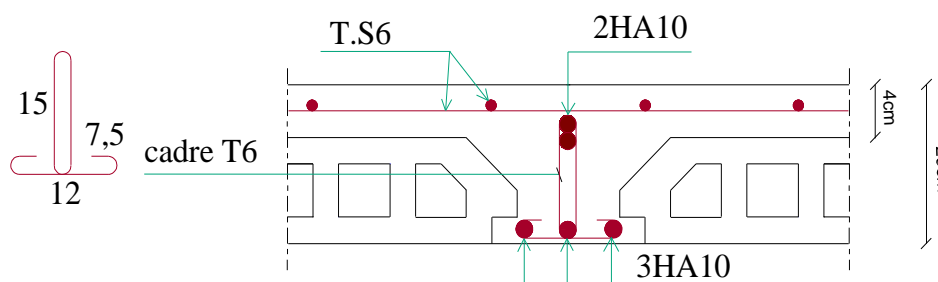


Figure III.9.13 : Schéma de ferrailage des poutrelles en appui.
(Niveau RDC et EC)

✚ Niveau terrasse :

Etude de la poutrelle type 01 :

a. Charges et surcharges sur la poutrelle :

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q + 1,2 S_n) \times 0,65$$

$$= (1,35 \times 632 + 1,5 \times 100 + 1,2 \times 120) \times 0,65 = 745,680 \text{ Kg/ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 = (546,00 + 100 + 120) \times 0,65 = 546,00 \text{ Kg/ml}$$

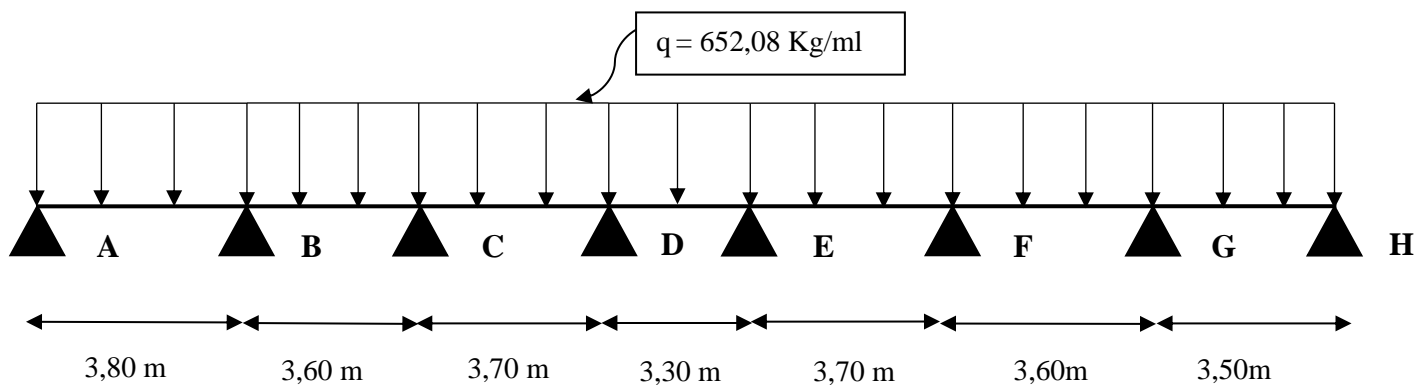


Figure III.9.14 : Schéma de la poutrelle type 01
(Plancher terrasse).

De même méthode de calcul on trouve que l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on calcul la section comme une section rectangulaire ($0,65 \times 0,20$).

b. Ferrailage des poutrelles :

✓ En travée $M_{tu_{max}} = 10,42 \text{ KN.m}$

✚ Condition de non fragilité

$$A = \max(A_{min} ; A_u) = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix 3HA12 /ml} \rightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$$

✓ En appui $M_{au_{max}} = -6,72 \text{ KN.m}$

✚ Condition de non fragilité

$$A = \max(A_{min} ; A_u) = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix 2HA10} \rightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2$$

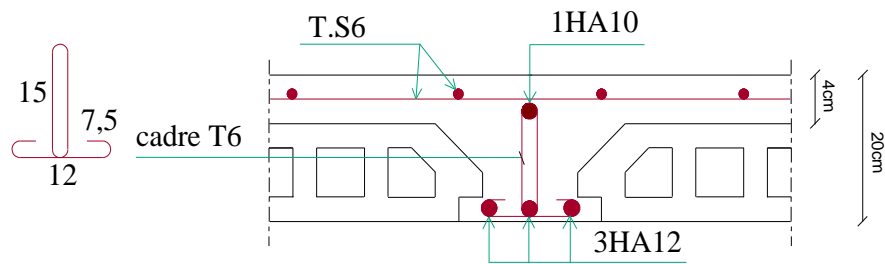


Figure III.9.15 : Schéma de ferrailage des poutrelles en travée.
(Niveau terrasse)

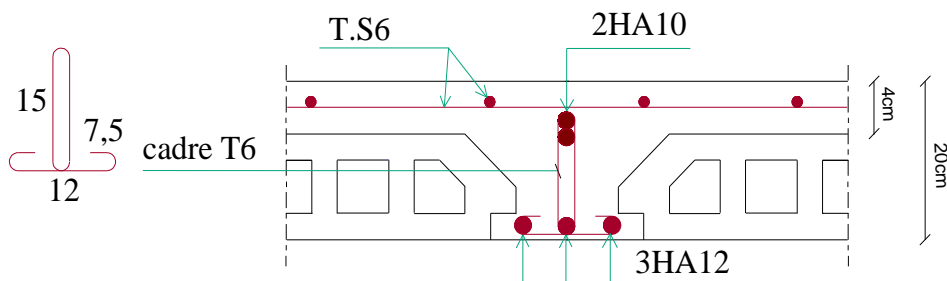


Figure III.9.16 : Schéma de ferrailage des poutrelles en appui.
(Niveau terrasse)

III.9.5. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression d'épaisseur 4 cm doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ **20cm (5 par mètre)** pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- ✓ **33cm (3 par mètre)** pour les barres parallèles aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \rightarrow A_1 = 4 \times \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50\text{cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

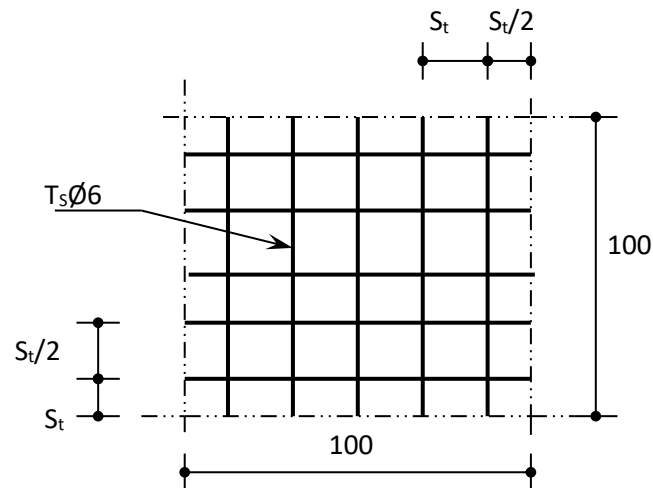


Figure III.9.17 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

Avec :

L_1 : Distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65 \text{ cm}$).

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : Diamètre parallèle aux poutrelles

$$A_2 = A_1/2$$

$F_e = 400 \text{ MPa}$

On a: $L_1 = 65 \text{ cm}$

$$\rightarrow A_1 = 4 \times \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } \rightarrow A_1 = 5\Phi 6 \rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_2 = A_1/2 = 0,325 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \rightarrow A_2 = 5\Phi 6 \rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à **20 cm** suivant les deux sens.



Chapitre IV



Etude sismique

CHAPITRE

IV

Etude dynamique de la
Structure

IV.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. Choix de la méthode de calcul

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- ✚ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✚ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- ✚ Méthode statique équivalente.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle.

Dans notre cas, D'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **IIa** groupe d'usage **1B**

Le calcul se fait par la méthode dynamique modale spectacle du fait que notre Tour ne répond pas aux critères **(4.1.2.b)** exigés par le **RPA 99 / version 2003**, quant à l'application de la méthode statique équivalente

La hauteur de la structure : $H = 47,44 \text{ m} > 23 \text{ m}$

Donc nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

IV.3. Méthode d'analyse modale spectrale

IV.3.1. Principe

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

IV.3.2. Domaine d'application

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

IV.3.3. Spectre de réponse de calcul

Selon le **RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases} \quad (4.1)$$

IV.3.4. Valeur de l'effort sismique global

Conformément à l'article 4.2.3 des règles **RPA/2003**, les forces sismiques de calcul **V** dans les 2 directions seront déterminées d'après la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (4.2)$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique. Le facteur d'amplification dynamique est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

Q : Facteur de qualité. Il s'agit d'un facteur intégré par la réglementation Algérienne, en vue de pénaliser de mauvaises dispositions architecturales des éléments porteurs vis-à-vis du

comportement antisismique, un mauvais choix des matériaux de construction ou encore une absence de contrôle des travaux sur chantier. Il dépend de plusieurs facteurs notamment :

- ✓ La redondance et la géométrie des éléments qui les constituent ;
- ✓ La régularité en plan et en élévation ;
- ✓ La qualité du contrôle de la construction et des matériaux.

R : Coefficient de comportement. Le **RPA/2003** donne pour chaque système de contreventement un coefficient de comportement global de la structure. La valeur du coefficient est donnée suivant le système de contreventement.

W : Poids de la structure à considérer. Le poids de la structure est évalué en considérant la totalité des charges permanentes et celles des équipements fixes (éventuelles) et une fraction des charges d'exploitations. A titre d'exemple, pour les bâtiments à usage d'habitation, le poids à considérer dans le calcul de l'action sismique, comprend la totalité des charges permanentes et **20%** des charges d'exploitations.

IV.3.5. Classification de site

Selon le **RPA 99 / version 2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un **sol meuble (Catégorie S3)**.

IV.3.6. Détermination des paramètres du spectre de réponse

🚧 **Coefficient d'accélération A :**

Zone IIa, groupe 1B, (D'après la classification sismique de wilaya Jijel :

RPA 99 / version2003 alors d'après les deux critères précédents on obtient :

A = 0,20 (Tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003)

🚧 **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il dépend de la classification de sol et de la période **T** de la structure. Sa valeur est :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases} \quad (4.3)$$

T_1 et T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site .

Comme on a un site Meuble (tableau 3.2 page 23) T_1 et T_2 donné par le Tableau 4.7 page 45 (RPA 99/ version 2003)

$$T_1 = 0,15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ s}$$

T : La valeur de la période fondamentale de la structure (article 4.2.4 page 42 RPA 99)

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad (4.5)$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 page 42 / RPA 99.

$$C_T = 0,050$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_n = 47,44 \text{ m}$$

$$T = 0,050 \times (47,44)^{3/4} \rightarrow T = 0,90 \text{ s}$$

Dans les cas n° 3 et 4 (tableau de C_T) tableau 4.6 page 42 / RPA 99, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad (4.6)$$

$$\rightarrow T_x = 0,09 \frac{47,44}{\sqrt{24,90}} = 0,86 \text{ s}$$

$$\rightarrow T_y = 0,09 \frac{47,44}{\sqrt{25,80}} = 0,84 \text{ s}$$

On considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.5) et (4.6)

$$\text{Alors : } T_x = 0,86 \text{ s} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$T_y = 0,84 \text{ s} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

Où : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance du remplissage. **tableau 4.2 . page 35 .**

Remplissage dense en béton armé $\xi = 7 \%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} = 0,882 \geq 0,7$$

$\eta = 0,882 \geq 0,7 \rightarrow$ vérifiée

$$D_x = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,50}{0,86}\right)^{2/3} = 1,54$$

$$D_y = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,50}{0,84}\right)^{2/3} = 1,56$$

🚧 Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le **tableau 4.3** de **RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'**article 3.4** du **RPA 99 / version 2003**. Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5**

🚧 Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure Q est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère « q » est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au **tableau 4.4 page 41** .

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le **RPA/2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **trois travées** dont le rapport des portées est $\geq 1,5$.

$$\text{Sens x : } \left\{ \begin{array}{l} 7 \text{ travée} \geq 3 \\ \text{Rapport des portées } \frac{4,70}{3,00} = 1,567 \geq 1,5 \end{array} \right. \rightarrow P_q = 0,05$$

$$\text{Sens y : } \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ travée} \geq 3 \\ \text{Rapport des portées } \frac{3,70}{3,30} = 1,121 \leq 1,5 \end{array} \right. \rightarrow P_q = 0$$

2. Redondance en plan:

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$$\text{Sens x : } \left\{ \begin{array}{l} 8 \text{ files} \geq 4 \\ \text{Rapport des portées } \frac{3,70}{3,30} = 1,121 \leq 1,5 \end{array} \right. \rightarrow P_q = 0$$

$$\text{Sens y : } \left\{ \begin{array}{l} 9 \text{ files} \geq 4 \\ \text{Rapport des portées } \frac{4,70}{3,00} = 1,567 \geq 1,5 \end{array} \right. \rightarrow P_q = 0,05$$

3. Régularité en plan:

La Tour présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

L'excentricité ne dépasse pas les **15%** de la dimension de la Tour mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

$$\begin{cases} X_{CDG} - X_{CT} < 15\% \\ Y_{CDG} - Y_{CT} < 15\% \end{cases}$$

Tableau IV.3.1 : Caractéristiques massiques et géométriques de la Tour.

Niveau	$W_{\text{étage}}$ (Kg)	Position du centre de masse		Position du centre de torsion		Excentricité Calculée		Excentricité Théorique max	
		X_G (m)	Y_G (m)	X_{CR} (m)	Y_{CR} (m)	e_x (m)	e_y (m)	e_x (m)	e_y (m)
Sous-sol	894366,75	12,150	11,850	12,150	11,991	0,00	1,10	3,645	3,780
RDC	887757,39	12,150	11,850	12,150	11,991	0,00	1,31	3,645	3,780
1 ^{er} étage	748241,42	12,150	11,850	12,150	11,991	0,16	1,27	3,645	3,780
2 ^{ème} étage	694167,29	12,150	11,850	12,150	11,991	0,06	1,43	3,645	3,780
3 ^{ème} étage	670860,33	12,150	11,850	12,150	11,991	0,06	1,46	3,645	3,780
4 ^{ème} étage	670860,33	12,150	11,850	12,150	11,991	0,06	1,46	3,645	3,780
5 ^{ème} étage	670860,33	12,150	11,850	12,150	11,991	0,06	1,46	3,645	3,780
6 ^{ème} étage	670860,33	12,150	11,850	12,150	11,991	0,06	1,46	3,645	3,780
7 ^{ème} étage	649773,08	12,150	11,850	12,150	11,991	0,06	1,48	3,645	3,780
8 ^{ème} étage	630905,54	12,150	11,850	12,150	11,991	0,07	1,50	3,645	3,780
9 ^{ème} étage	630905,54	12,150	11,850	12,150	11,991	0,07	1,50	3,645	3,780
10 ^{ème} étage	630905,54	12,150	11,850	12,150	11,991	0,07	1,50	3,645	3,780
11 ^{ème} étage	630905,54	12,150	11,850	12,150	11,991	0,07	1,50	3,645	3,780
12 ^{ème} étage	630905,54	12,150	11,850	12,150	11,991	0,07	1,50	3,645	3,780
13 ^{ème} étage	630905,54	12,150	11,850	12,150	11,991	0,07	1,50	3,645	3,780
14 ^{ème} étage	688163,93	12,150	11,850	12,150	11,991	0,00	1,39	3,645	3,780

D'après les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage représenté dans le tableau précédent l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas $0,15 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette **condition est vérifiée**.

La structure a une forme compacte, et le rapport :

Longueur / Largeur = $25,80 / 24,90 = 1,036 < 4 \rightarrow$ La condition est vérifiée.

La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

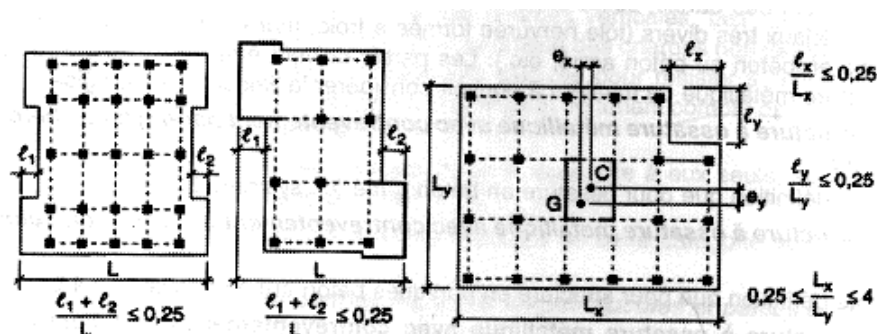


Figure IV.3.1. Limites des décrochements en plan.

$$\frac{l_x}{L_x} \leq 0,25 \quad \rightarrow \quad \frac{3,50}{24,90} = 0,14 \leq 0,25$$

$$\frac{l_y}{L_y} \leq 0,25 \quad \rightarrow \quad \frac{3,80}{25,80} = 0,147 \leq 0,25$$

$$\frac{l_1+l_2}{L} \leq 0,25 \quad \rightarrow \quad \frac{1,50+1,50}{24,90} = 0,12 \leq 0,25$$

$$\frac{l_1+l_2}{L} \leq 0,25 \quad \rightarrow \quad \frac{2,30+2,30}{25,80} = 0,178 \leq 0,25$$

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à **15%** de celle de ce dernier → La condition est vérifiée.

Le bâtiment est régulier en plan → $P_q = 0$

4. Régularité en élévation:

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet de la tour.

La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse **20%**.

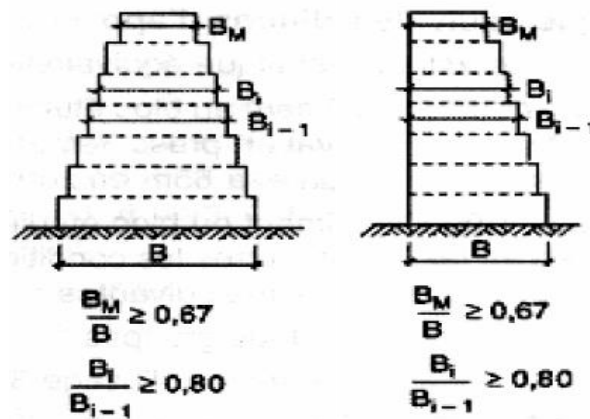


Figure IV.3.2. 1^{er} Limite des décrochements en élévation.

La plus grande dimension latérale de la Tour n'excède pas **1,5 fois** sa plus petite dimension.

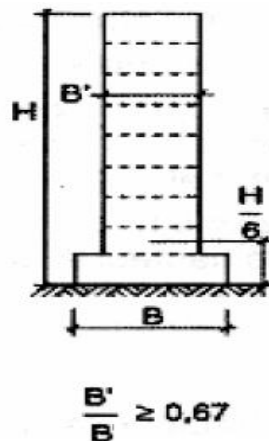


Figure IV.3.3. 2^{ème} Limite des décrochements en élévation.

Toutes les conditions sont vérifiées.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation → $P_q = 0$

5. Contrôle de la qualité des matériaux:

On suppose que les matériaux utilisés dans notre tour ne sont pas contrôlés donc : → $P_q = 0,05$

6. Contrôle de la qualité d'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. On considère que ce critère est non observé : → $P_q = 0,10$

Tableau IV.3.2 : Pénalité en fonction de critère de qualité.

Critère q	P _q	
	Sens (x-x)	Sens (y-y)
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
La somme	0,20	0,20

Calcul de Q :

$$\text{Sens } (x-x) \rightarrow Q = 1 + (0 + 0,05 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,20$$

$$\text{Sens } (y-y) \rightarrow Q = 1 + (0,05 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,20$$

IV.3.7. Nombre de mode à considérer

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4)** : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

IV.4. Présentation du logiciel ‘‘ ROBOT 2014 ‘‘

Robot Structural Analysis (RSA) est un logiciel de calcul automatique des structures basées sur la méthode des éléments finis. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structures en génie civil grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Il permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers plusieurs dans le monde, à l'instar de l'Algérie ou les documents techniques réglementaires **RPA** et **RNV** sont intégrés.

IV.4.1. Description générale du logiciel Robot

Le système RSA est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. RSA permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, et dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

IV.4.2. Modélisation de la structure étudiée

Les différentes étapes de la modélisation de la structure sous RSA sont les suivantes :

- ✓ Choix d'un système d'unité (t/m² par exemple) ;
- ✓ Définir la géométrie de base ;
- ✓ Définir les matériaux utilisés (Béton et aciers dans notre cas) ;
- ✓ Définir les sections des éléments (poutres, poteaux, voiles) ;
- ✓ Définir l'ensemble des charges appliquées (poids propre, permanente, surcharge, actions climatiques.) ;
- ✓ Définir les actions des combinaisons des charges ;
- ✓ Définir les conditions aux limites ;
- ✓ Choisir le type d'analyse (statique ou dynamique) ;
- ✓ Lancer le calcul ;
- ✓ Exploitation et analyse des résultats.

IV.5. Modélisation tridimensionnelle de la tour

Notre structure est régulière en plan donc d'après **l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.2.b)**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme)

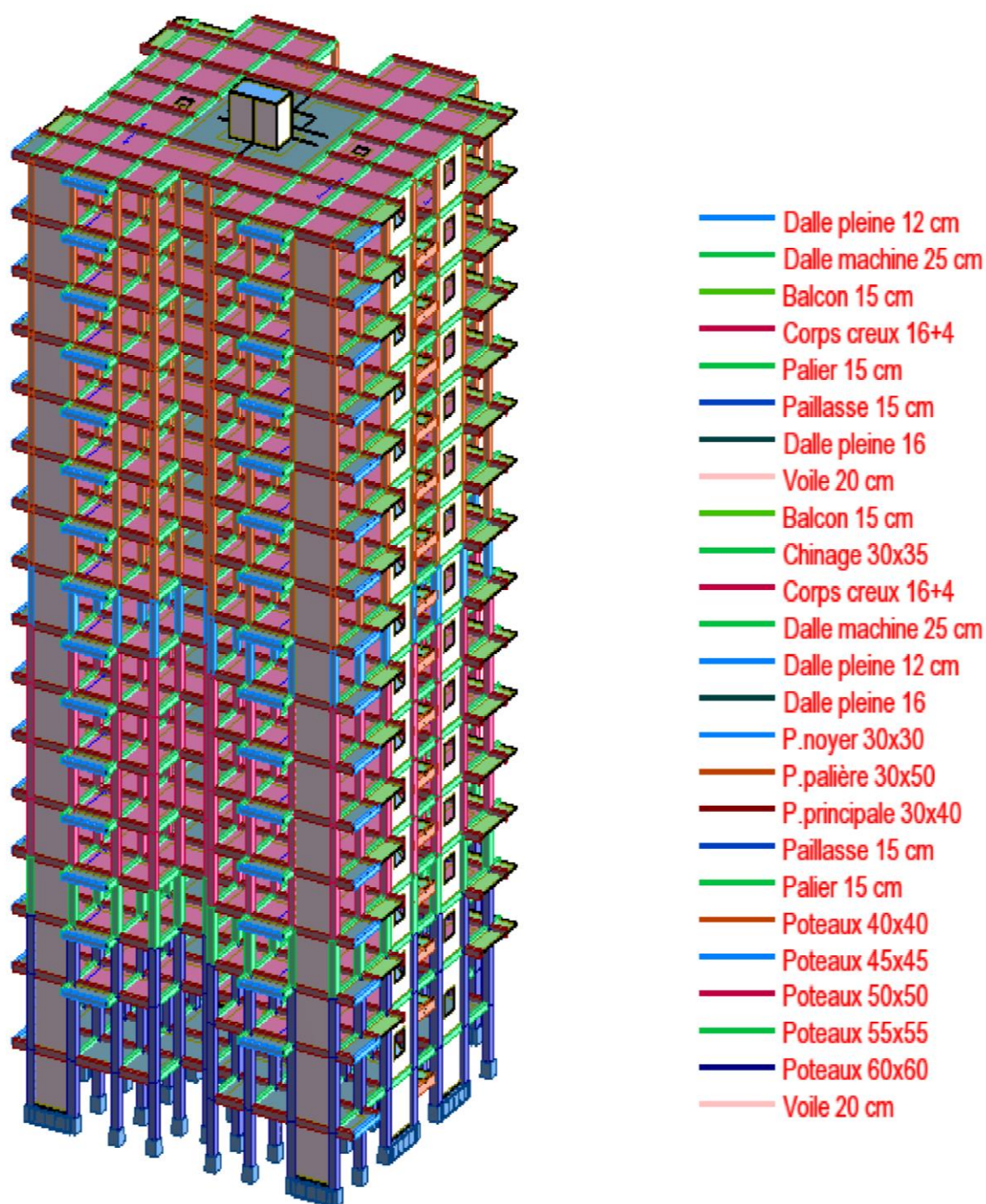


Figure IV.5.1. Vu en 3D de la structure.

IV.5.1. La disposition des voiles

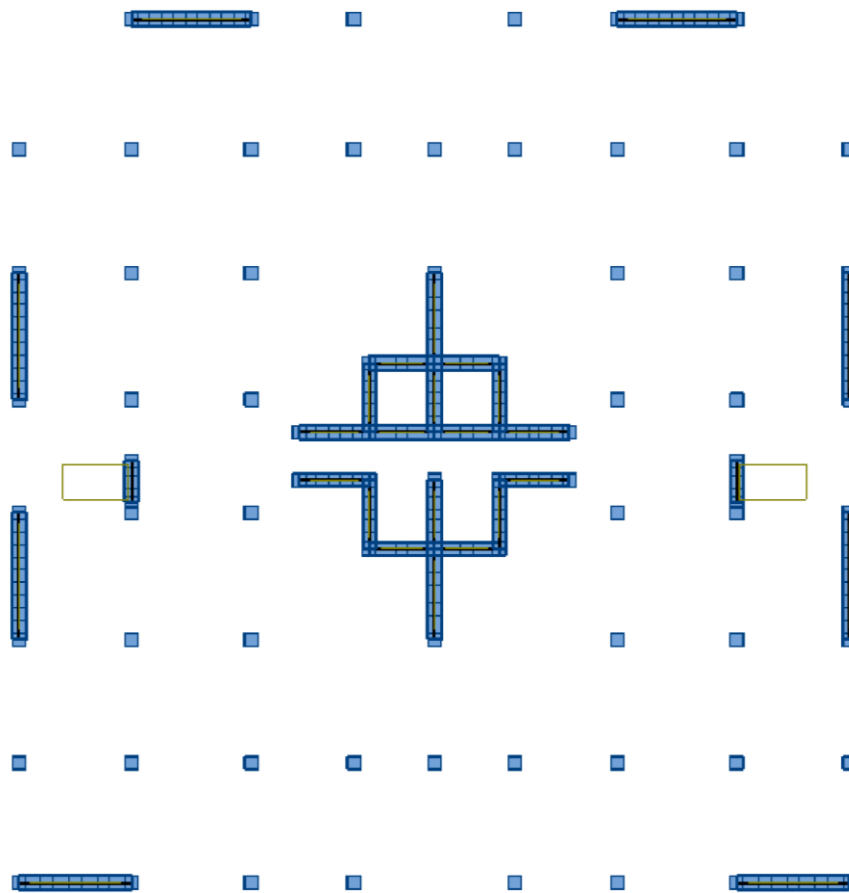


Figure IV.5.2. La disposition des voiles.

$$T = 1,15 \text{ sec}$$

$$W = 11005958,98 \text{ Kg}$$

Période fondamentale de la structure = 0,84 sec

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b)** : la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$T = 0,84 \times 1,3 = 1,092 \text{ sec}$$

On considère cette disposition des voiles qui permet d'avoir une faible période et plus d'économie.

Tableau IV.5.1 : Périodes et facteurs de participation

modale.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses cumulées UZ (%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)	Masses Modale UZ (%)
1	0,87	1,15	65,05	0,00	0,00	65,05	0,00	0,00
2	0,95	1,05	65,05	67,32	0,00	0,00	67,32	0,00
3	1,01	0,99	66,14	67,41	0,00	1,09	0,09	0,00
4	3,19	0,31	80,70	67,41	0,00	14,56	0,01	0,00
5	3,30	0,30	80,72	82,98	0,00	0,02	15,56	0,00
6	3,46	0,29	83,03	83,00	0,00	2,31	0,03	0,00
7	6,76	0,15	86,96	83,03	0,00	3,93	0,02	0,00
8	6,85	0,15	86,98	89,42	0,00	0,02	6,40	0,00
9	7,21	0,14	89,74	89,42	0,00	2,75	0,00	0,00
10	8,90	0,11	89,74	89,42	59,57	0,00	0,00	59,57
1	0,87	1,15	65,05	0,00	0,00	65,05	0,00	0,00
2	0,95	1,05	65,05	67,32	0,00	0,00	67,32	0,00
3	1,01	0,99	66,14	67,41	0,00	1,09	0,09	0,00
4	3,19	0,31	80,70	67,41	0,00	14,56	0,01	0,00
5	3,30	0,30	80,72	82,98	0,00	0,02	15,56	0,00
6	3,46	0,29	83,03	83,00	0,00	2,31	0,03	0,00
7	6,76	0,15	86,96	83,03	0,00	3,93	0,02	0,00
8	6,85	0,15	86,98	89,42	0,00	0,02	6,40	0,00
9	7,21	0,14	89,74	89,42	0,00	2,75	0,00	0,00
10	8,90	0,11	89,74	89,42	59,57	0,00	0,00	59,57
1	0,87	1,15	65,05	0,00	0,00	65,05	0,00	0,00
2	0,95	1,05	65,05	67,32	0,00	0,00	67,32	0,00
3	1,01	0,99	66,14	67,41	0,00	1,09	0,09	0,00
4	3,19	0,31	80,70	67,41	0,00	14,56	0,01	0,00
5	3,30	0,30	80,72	82,98	0,00	0,02	15,56	0,00
6	3,46	0,29	83,03	83,00	0,00	2,31	0,03	0,00
7	6,76	0,15	86,96	83,03	0,00	3,93	0,02	0,00
8	6,85	0,15	86,98	89,42	0,00	0,02	6,40	0,00
9	7,21	0,14	89,74	89,42	0,00	2,75	0,00	0,00
10	8,90	0,11	89,74	89,42	59,57	0,00	0,00	59,57

IV.5.2. Poids total de la structure

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après le tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003.

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d’exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau 4.5** du **RPA 99 / version 2003**.

Pour notre type de **Tour** (bâtiment d'habitation) : **β = 0,20**

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014**.

$$\sum W_i = 110059,59 \text{ KN}$$

IV.5.3. Application de la méthode d’analyse modale spectrale

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** L’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

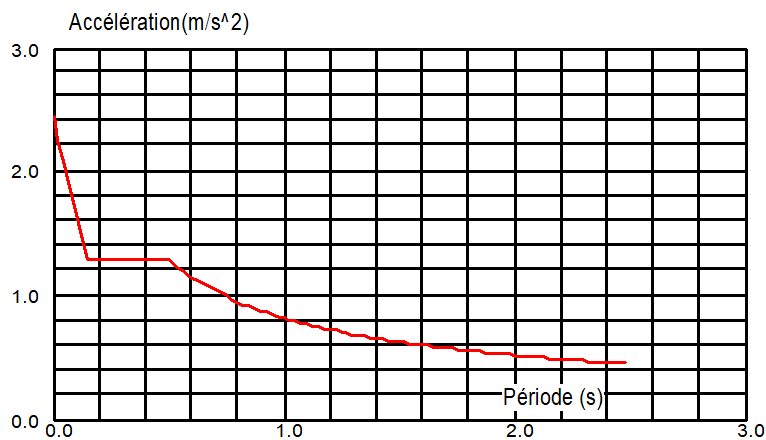


Figure IV.5.3. Spectre de réponse.

IV.5.4. Nombre des modes considérées

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4)** :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de **trois (3)** dans chaque direction considérée.

Dans notre structure :

La masse modale longitudinale est : **109913,4442 KN**

La masse modale transversale est : **109913,4442 KN**

La masse totale de la structure est : **110059,5898 KN**

Sens longitudinal :

$90\%(110059,5898) = 99053,6308 \text{ KN} < \text{la masse modale} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Sens transversal :

$90\%(110059,5898) = 99053,6308 \text{ KN} < \text{la masse modale} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Sens longitudinal :

$105\%(110059,5898) = 11556256,929 \text{ KN} < \text{la masse modale} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Sens transversal :

$105\%(110059,5898) = 11556256,929 \text{ KN} < \text{la masse modale} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Voici des exemples des différents modes de déformation de la structure :

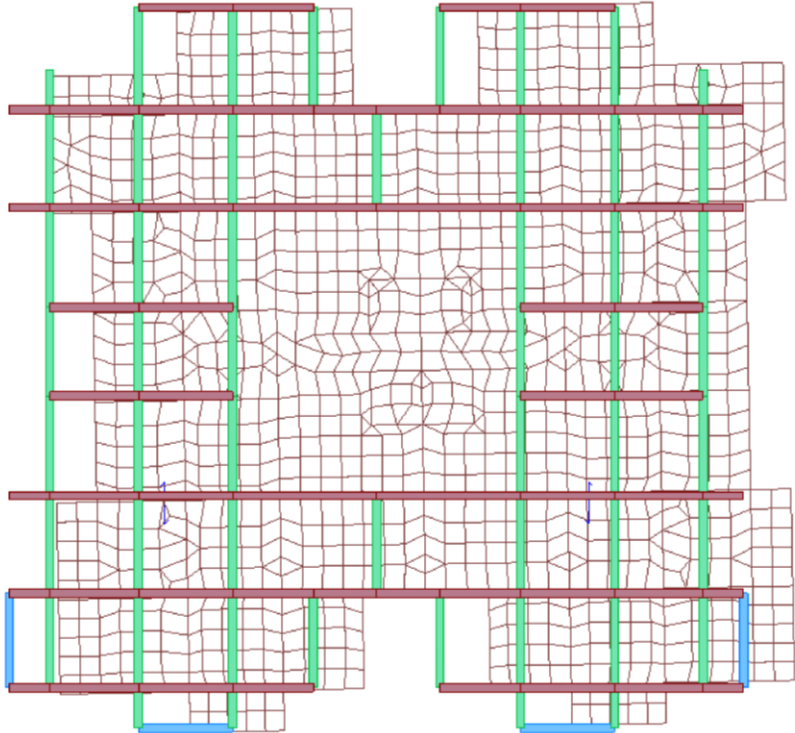


Figure IV.5.4. 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de **Robot 2014**).

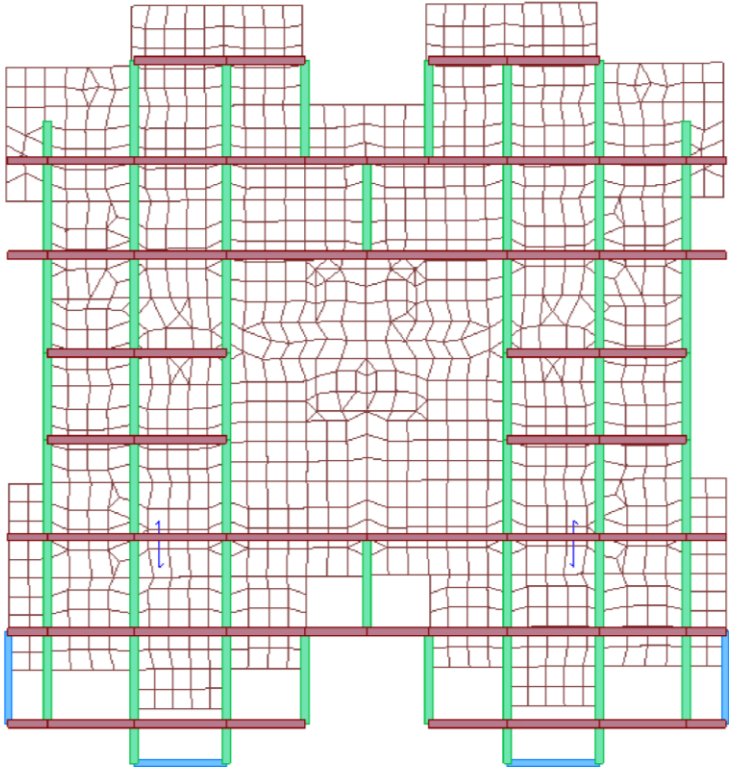


Figure IV.5.5. 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de **Robot 2014**)

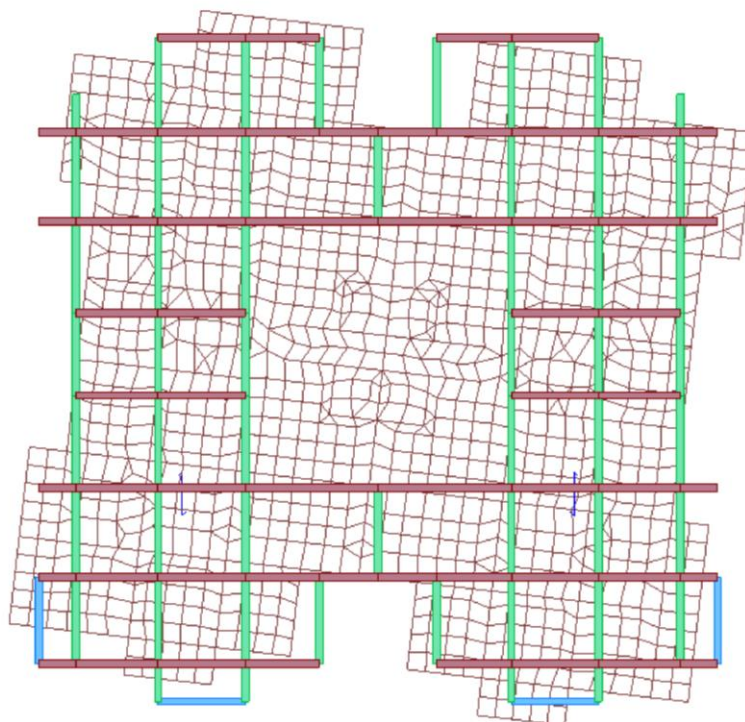


Figure IV.5.6. 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de **Robot 2014**)

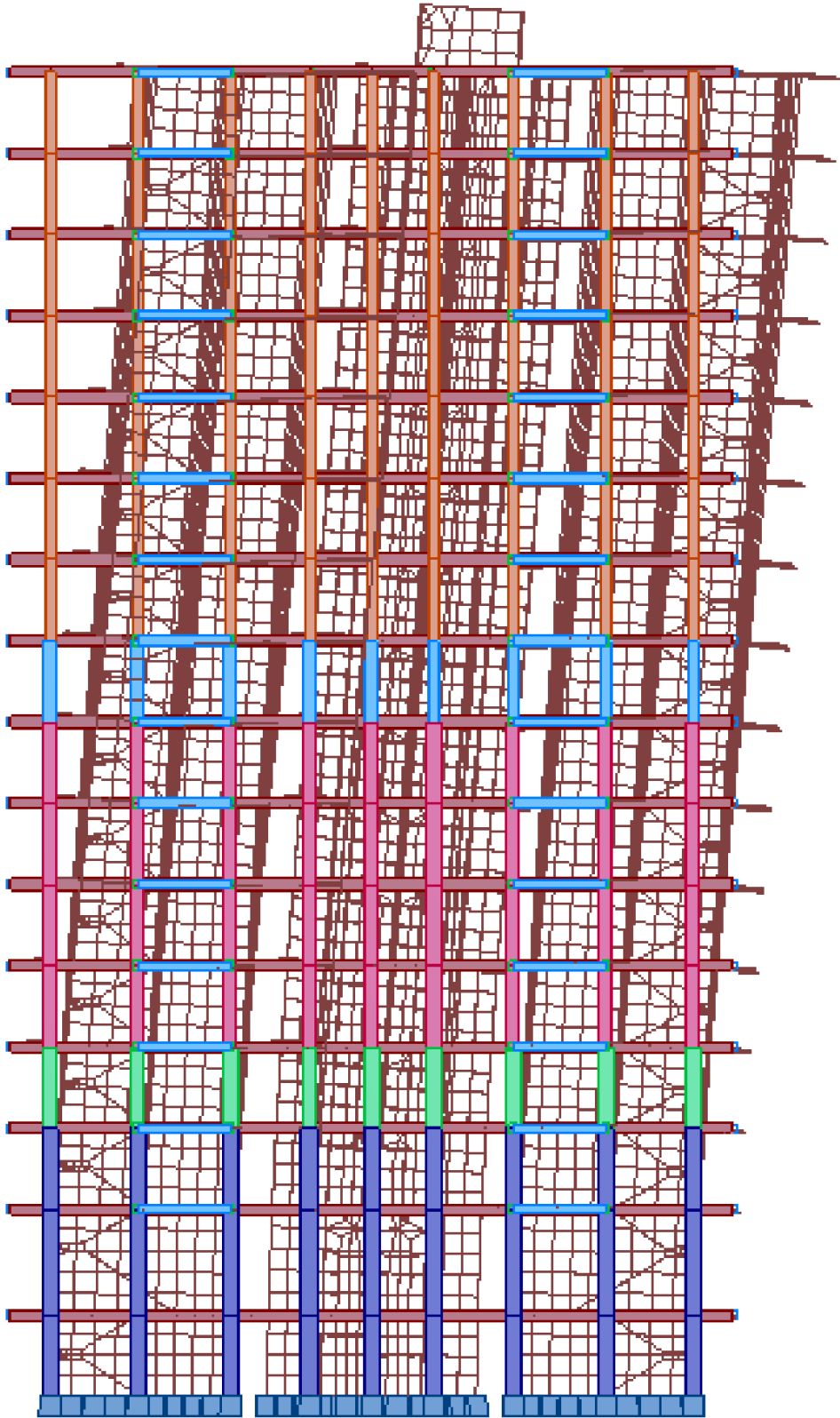


Figure IV.5.7. 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Z (résultats de **Robot 2014**)

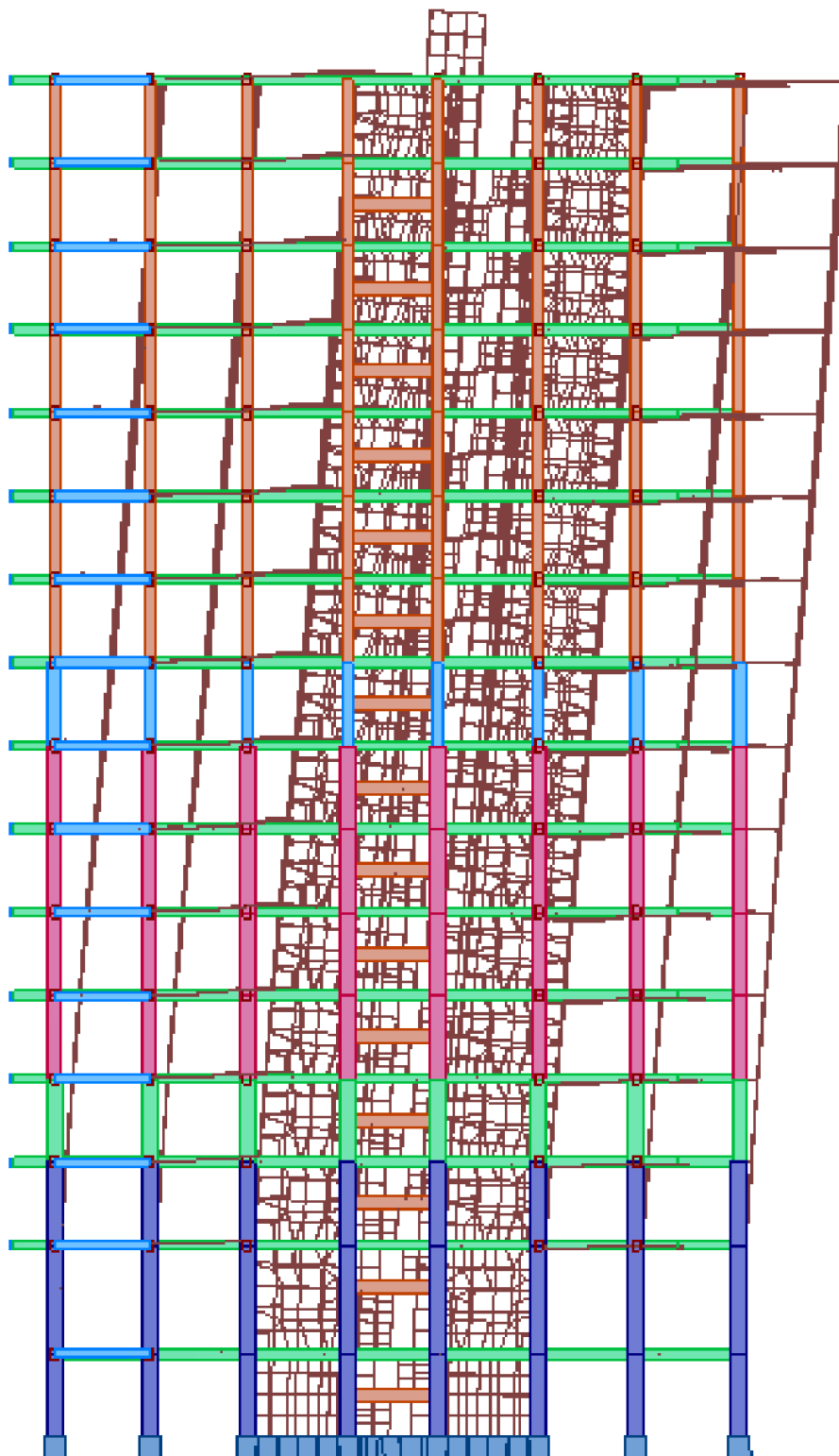


Figure IV.5.8. 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Z (résultats de **Robot 2014**)

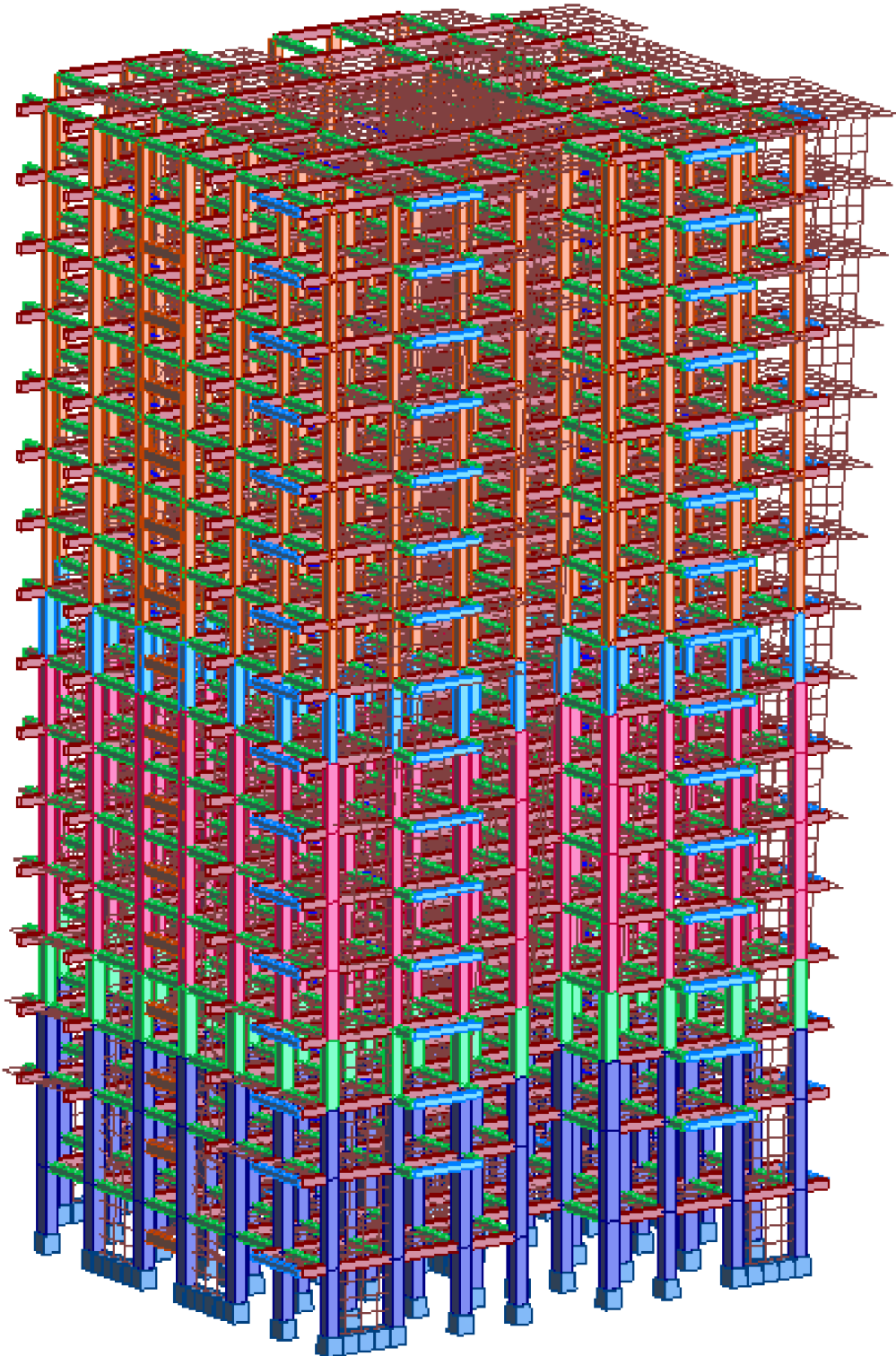


Figure IV.5.9. 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de Robot 2014)

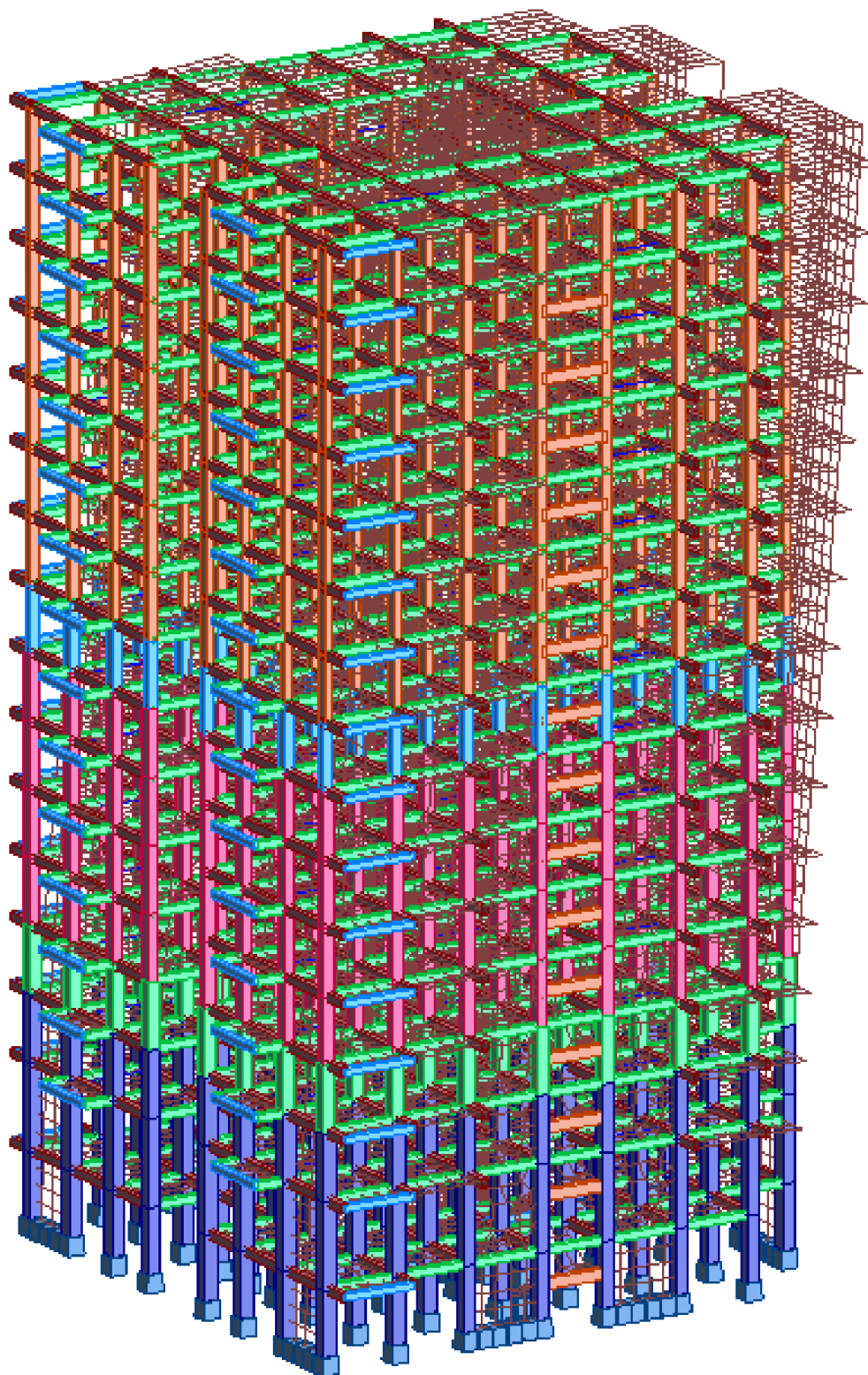


Figure IV.5.10. 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de **Robot 2014**)

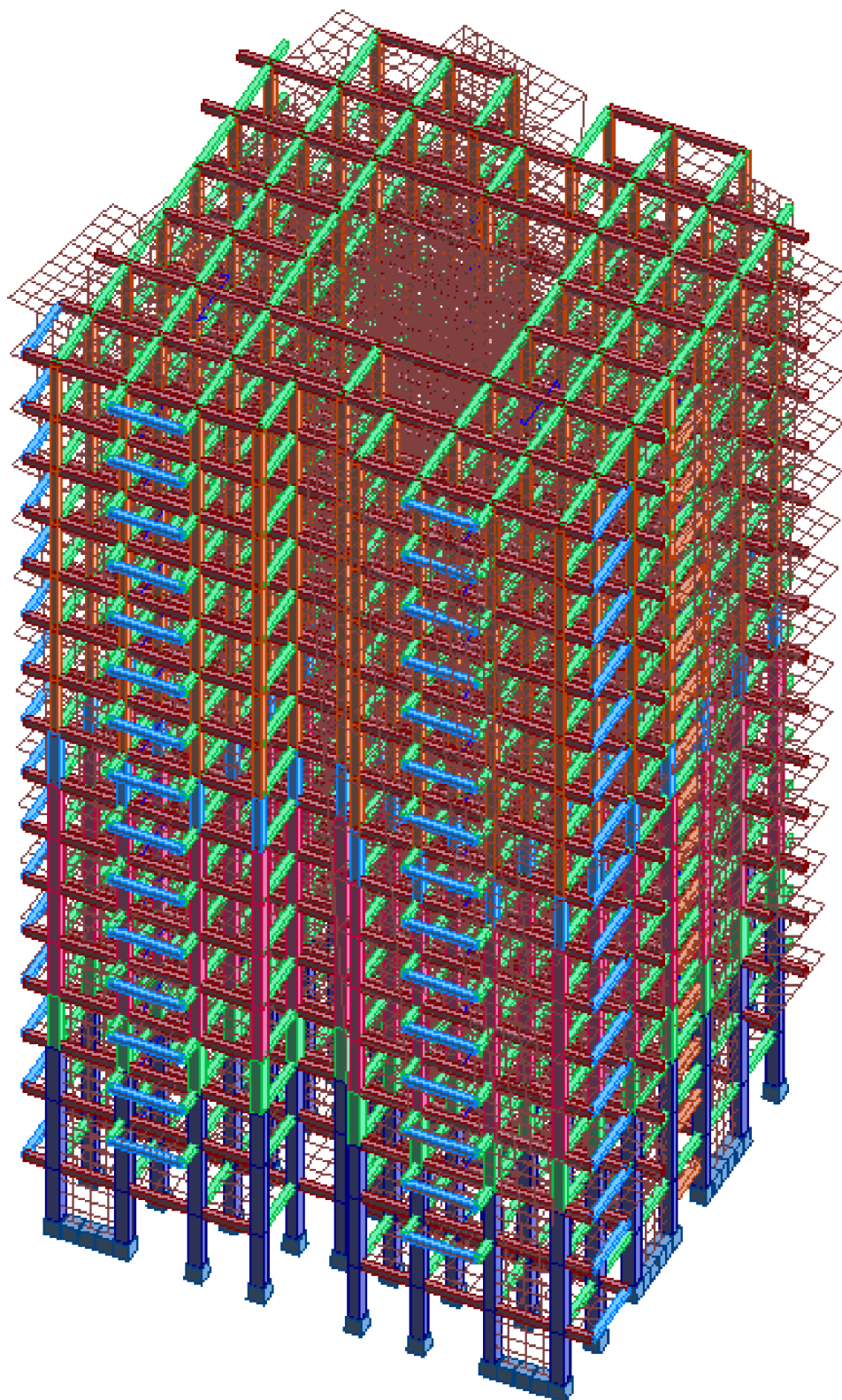


Figure IV.5.11. 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de **Robot 2014**)

IV.5.5. Calcul de la force sismique statique

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

$$V_{X\text{statique}} = \frac{0,20 \times 1,54 \times 1,20}{5} \times 110059,59 = 8135,6049 \text{ KN}$$

$$V_{Y\text{statique}} = \frac{0,20 \times 1,56 \times 1,20}{5} \times 110059,59 = 8241,2621 \text{ KN}$$

IV.5.6. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente

Selon RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Les réactions à la base :

Tableau IV.5.2 : Les réactions à la base.

	ΣF_x (KN)	ΣF_y (KN)
E_x	6595,71	26,52
E_y	25,09	6644,37

$$V_{X\text{dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 6595,76 \text{ KN}$$

$$V_{Y\text{dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 6644,42 \text{ KN}$$

Tableau IV.5.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	V_{statique} (KN)	$0,8V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
E_x	6595,76	8135,6049	Condition vérifiée
E_y	6644,42	8241,2621	Condition vérifiée

IV.5.7. Vérification de déplacement

✚ Justification vis-à-vis des déformations :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.10) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

Tableau IV.5.4 : Les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons sismiques.

	Max UX [cm]	Max UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
Cas 01	Ex					
SS	0,3	0,1	0,3	0,0	0,0	0,0
RDC	1,4	0,3	0,9	0,1	0,2	0,0
Etage 1	2,5	0,6	0,9	0,1	0,9	0,0
Etage 2	3,8	0,8	1,1	0,1	1,7	0,0
Etage 3	5,3	1,1	1,3	0,1	2,6	0,0
Etage 4	6,9	1,4	1,4	0,1	3,7	0,1
Etage 5	8,5	1,7	1,4	0,1	4,8	0,1
Etage 6	10,2	2,0	1,5	0,1	6,0	0,1
Etage 7	11,9	2,3	1,5	0,1	7,3	0,1
Etage 8	13,7	2,6	1,5	0,1	8,5	0,1
Etage 9	15,4	2,8	1,5	0,1	9,8	0,1
Etage 10	17,0	3,1	1,5	0,1	11,1	0,1
Etage 11	18,6	3,4	1,4	0,1	12,4	0,1
Etage 12	20,1	3,6	1,4	0,1	13,6	0,1
Etage 13	21,6	3,9	1,3	0,1	14,8	0,2
Etage 14	23,0	4,1	1,2	0,1	15,9	0,2
terrasse	21,3	0,6	1,1	-1,3	19,8	0,2
Cas 02	Ey					
SS	0,1	0,3	0,0	0,3	0,0	0,0
RDC	0,2	1,1	0,0	0,8	0,0	0,2
Etage 1	0,2	2,0	0,0	0,8	0,0	1,0
Etage 2	0,2	3,1	0,0	1,0	0,0	1,8
Etage 3	0,3	4,2	0,0	1,1	0,0	2,8
Etage 4	0,4	5,5	0,0	1,2	0,0	3,9
Etage 5	0,5	6,8	0,0	1,2	0,0	5,0
Etage 6	0,5	8,1	0,0	1,3	0,0	6,2
Etage 7	0,6	9,4	0,0	1,3	0,0	7,4
Etage 8	0,7	10,7	0,0	1,3	0,0	8,6

Etage 9	0,8	12,0	0,0	1,2	0,1	9,8
Etage 10	0,9	13,2	0,0	1,2	0,1	11,0
Etage 11	1,0	14,4	0,0	1,1	0,1	12,1
Etage 12	1,0	15,5	0,0	1,1	0,1	13,2
Etage 13	1,1	16,5	0,0	1,0	0,1	14,2
Etage 14	1,2	17,5	0,0	0,9	0,1	15,2
terrasse	0,2	17,6	-0,2	0,8	0,1	16,7
Cas 03	G+Q+Ex					
SS	0,3	0,1	0,3	0,0	0,0	-0,0
RDC	1,3	0,2	0,9	0,1	0,2	-0,0
Etage 1	2,3	0,4	0,9	0,1	1,0	0,0
Etage 2	3,6	0,6	1,1	0,1	1,8	0,0
Etage 3	5,0	0,8	1,3	0,1	2,8	0,0
Etage 4	6,5	1,0	1,4	0,1	4,0	0,0
Etage 5	8,1	1,2	1,4	0,1	5,2	0,0
Etage 6	9,7	1,4	1,5	0,1	6,5	0,0
Etage 7	11,3	1,7	1,5	0,1	7,9	0,0
Etage 8	13,0	1,9	1,5	0,1	9,2	0,0
Etage 9	14,6	2,1	1,5	0,1	10,6	0,0
Etage 10	16,2	2,3	1,5	0,1	12,0	0,0
Etage 11	17,7	2,5	1,4	0,1	13,3	0,0
Etage 12	19,2	2,6	1,4	0,1	14,6	0,0
Etage 13	20,6	2,8	1,3	0,1	15,9	0,1
Etage 14	21,9	3,0	1,2	0,1	17,1	0,1
terrasse	21,3	0,4	1,1	-1,3	20,0	0,1
Cas 04	G+Q-Ex					
SS	0,0	0,0	-0,3	-0,0	-0,3	-0,0
RDC	-0,2	0,0	-0,9	-0,1	-1,3	-0,2
Etage 1	-1,0	-0,0	-0,9	-0,1	-2,3	-0,4
Etage 2	-1,8	-0,0	-1,1	-0,1	-3,6	-0,6
Etage 3	-2,8	-0,0	-1,3	-0,1	-5,0	-0,8
Etage 4	-4,0	-0,0	-1,4	-0,1	-6,5	-1,0
Etage 5	-5,2	-0,0	-1,4	-0,1	-8,1	-1,2
Etage 6	-6,5	-0,0	-1,5	-0,1	-9,7	-1,4
Etage 7	-7,8	-0,0	-1,5	-0,1	-11,3	-1,7
Etage 8	-9,2	-0,0	-1,5	-0,1	-13,0	-1,9
Etage 9	-10,6	-0,0	-1,5	-0,1	-14,6	-2,1
Etage 10	-12,0	-0,0	-1,5	-0,1	-16,2	-2,3
Etage 11	-13,3	-0,0	-1,4	-0,1	-17,7	-2,5
Etage 12	-14,6	-0,0	-1,4	-0,1	-19,2	-2,7
Etage 13	-15,9	-0,1	-1,3	-0,1	-20,6	-2,8
Etage 14	-17,1	-0,1	-1,2	-0,1	-21,9	-3,0
terrasse	-20,0	-0,1	-1,1	1,3	-21,3	-0,4
Cas 05	G+Q+Ey					
SS	0,1	0,3	0,0	0,3	-0,0	0,0
RDC	0,2	1,1	0,0	0,8	-0,0	0,3
Etage 1	0,2	2,0	0,0	0,8	-0,0	1,1
Etage 2	0,2	3,0	0,0	1,0	-0,0	1,9
Etage 3	0,2	4,1	0,0	1,1	-0,0	2,9
Etage 4	0,2	5,3	0,0	1,2	-0,0	4,0
Etage 5	0,2	6,6	0,0	1,2	-0,0	5,2

Etage 6	0,2	7,8	0,0	1,3	-0,0	6,4
Etage 7	0,2	9,1	0,0	1,3	-0,0	7,7
Etage 8	0,3	10,4	0,0	1,3	-0,0	8,9
Etage 9	0,3	11,6	0,0	1,2	-0,0	10,2
Etage 10	0,3	12,8	0,0	1,2	-0,0	11,4
Etage 11	0,4	13,9	0,0	1,1	-0,0	12,5
Etage 12	0,4	15,0	0,0	1,1	-0,0	13,6
Etage 13	0,4	16,0	0,0	1,0	-0,0	14,7
Etage 14	0,5	16,9	0,0	0,9	0,0	15,7
terrasse	0,1	17,6	-0,2	0,8	0,0	16,8
Cas 06	G+Q-Ey					
SS	0,0	0,0	-0,0	-0,3	-0,1	-0,3
RDC	0,0	-0,3	-0,0	-0,8	-0,2	-1,1
Etage 1	0,0	-1,1	-0,0	-0,8	-0,2	-2,0
Etage 2	0,0	-1,9	-0,0	-1,0	-0,2	-3,0
Etage 3	0,0	-2,9	-0,0	-1,1	-0,2	-4,1
Etage 4	0,0	-4,0	-0,0	-1,2	-0,2	-5,3
Etage 5	0,0	-5,2	-0,0	-1,2	-0,2	-6,6
Etage 6	0,0	-6,4	-0,0	-1,3	-0,2	-7,8
Etage 7	0,0	-7,7	-0,0	-1,3	-0,2	-9,1
Etage 8	-0,0	-8,9	-0,0	-1,3	-0,3	-10,4
Etage 9	-0,0	-10,2	-0,0	-1,2	-0,3	-11,6
Etage 10	-0,0	-11,4	-0,0	-1,2	-0,3	-12,8
Etage 11	-0,0	-12,5	-0,0	-1,1	-0,4	-13,9
Etage 12	-0,0	-13,6	-0,0	-1,1	-0,4	-15,0
Etage 13	-0,0	-14,7	-0,0	-1,0	-0,4	-16,0
Etage 14	-0,0	-15,7	-0,0	-0,9	-0,5	-16,9
terrasse	-0,0	-16,8	0,2	-0,8	-0,1	-17,6
Cas 07	G+Q+1,2Ex					
SS	0,4	0,1	0,4	0,0	0,0	-0,0
RDC	1,6	0,3	1,1	0,1	0,3	-0,0
Etage 1	2,8	0,5	1,1	0,1	1,2	0,0
Etage 2	4,3	0,7	1,3	0,1	2,2	0,0
Etage 3	6,0	0,9	1,5	0,1	3,4	0,0
Etage 4	7,8	1,2	1,6	0,1	4,8	0,0
Etage 5	9,7	1,5	1,7	0,1	6,3	0,0
Etage 6	11,6	1,7	1,8	0,1	7,8	0,0
Etage 7	13,6	2,0	1,8	0,1	9,4	0,0
Etage 8	15,6	2,3	1,8	0,1	11,1	0,0
Etage 9	17,5	2,5	1,8	0,1	12,7	0,0
Etage 10	19,4	2,7	1,7	0,1	14,4	0,0
Etage 11	21,2	3,0	1,7	0,1	16,0	0,1
Etage 12	23,0	3,2	1,6	0,1	17,5	0,1
Etage 13	24,7	3,4	1,6	0,1	19,0	0,1
Etage 14	26,3	3,6	1,5	0,1	20,5	0,1
terrasse	25,5	0,5	1,3	-1,5	24,0	0,1
Cas 08	G+Q-1,2Ex					
SS	0,0	0,0	-0,4	-0,0	-0,4	-0,1
RDC	-0,3	0,0	-1,1	-0,1	-1,6	-0,3
Etage 1	-1,2	-0,0	-1,1	-0,1	-2,8	-0,5
Etage 2	-2,2	-0,0	-1,3	-0,1	-4,3	-0,7

Etage 3	-3,4	-0,0	-1,5	-0,1	-6,0	-0,9
Etage 4	-4,8	-0,0	-1,6	-0,1	-7,8	-1,2
Etage 5	-6,3	-0,0	-1,7	-0,1	-9,7	-1,5
Etage 6	-7,8	-0,0	-1,8	-0,1	-11,6	-1,7
Etage 7	-9,4	-0,0	-1,8	-0,1	-13,6	-2,0
Etage 8	-11,1	-0,0	-1,8	-0,1	-15,6	-2,3
Etage 9	-12,7	-0,0	-1,8	-0,1	-17,5	-2,5
Etage 10	-14,3	-0,0	-1,7	-0,1	-19,4	-2,7
Etage 11	-16,0	-0,1	-1,7	-0,1	-21,2	-3,0
Etage 12	-17,5	-0,1	-1,6	-0,1	-23,0	-3,2
Etage 13	-19,0	-0,1	-1,6	-0,1	-24,7	-3,4
Etage 14	-20,5	-0,1	-1,5	-0,1	-26,3	-3,6
terrasse	-24,0	-0,1	-1,3	1,5	-25,5	-0,5
Cas 09	G+Q+1,2Ey					
SS	0,1	0,3	0,0	0,3	-0,0	0,0
RDC	0,2	1,3	0,0	1,0	-0,0	0,3
Etage 1	0,2	2,4	0,0	1,0	-0,0	1,3
Etage 2	0,2	3,6	0,0	1,2	-0,0	2,3
Etage 3	0,3	4,9	0,0	1,3	-0,0	3,5
Etage 4	0,3	6,4	0,0	1,4	0,0	4,8
Etage 5	0,3	7,9	0,0	1,5	0,0	6,2
Etage 6	0,3	9,4	0,0	1,5	-0,0	7,7
Etage 7	0,3	10,9	0,0	1,5	-0,0	9,2
Etage 8	0,3	12,5	0,0	1,5	-0,0	10,7
Etage 9	0,4	13,9	0,0	1,5	-0,0	12,2
Etage 10	0,4	15,4	0,0	1,4	-0,0	13,6
Etage 11	0,5	16,7	0,0	1,3	-0,0	15,0
Etage 12	0,5	18,0	0,0	1,3	0,0	16,4
Etage 13	0,5	19,2	0,0	1,2	0,0	17,6
Etage 14	0,6	20,3	0,0	1,1	0,0	18,8
terrasse	0,1	21,1	-0,2	0,9	0,1	20,1
Cas 10	G+Q-1,2Ey					
SS	0,0	0,0	-0,0	-0,3	-0,1	-0,3
RDC	0,0	-0,3	-0,0	-1,0	-0,2	-1,3
Etage 1	0,0	-1,3	-0,0	-1,0	-0,2	-2,4
Etage 2	0,0	-2,3	-0,0	-1,2	-0,2	-3,6
Etage 3	0,0	-3,5	-0,0	-1,3	-0,2	-4,9
Etage 4	0,0	-4,8	-0,0	-1,4	-0,2	-6,4
Etage 5	0,0	-6,2	-0,0	-1,5	-0,2	-7,9
Etage 6	-0,0	-7,7	-0,0	-1,5	-0,3	-9,4
Etage 7	-0,0	-9,2	-0,0	-1,5	-0,3	-10,9
Etage 8	-0,0	-10,7	-0,0	-1,5	-0,3	-12,5
Etage 9	-0,0	-12,2	-0,0	-1,5	-0,4	-13,9
Etage 10	-0,0	-13,6	-0,0	-1,4	-0,4	-15,4
Etage 11	-0,0	-15,0	-0,0	-1,3	-0,4	-16,7
Etage 12	-0,0	-16,4	-0,0	-1,3	-0,5	-18,0
Etage 13	-0,0	-17,6	-0,0	-1,2	-0,5	-19,2
Etage 14	-0,1	-18,8	-0,0	-1,1	-0,6	-20,3
terrasse	-0,1	-20,1	0,2	-0,9	-0,1	-21,1
Cas 11	0,8G+Ex					
SS	0,3	0,1	0,3	0,0	0,0	-0,0

RDC	1,3	0,2	0,9	0,1	0,2	-0,0
Etage 1	2,3	0,4	0,9	0,1	1,0	0,0
Etage 2	3,6	0,6	1,1	0,1	1,8	0,0
Etage 3	5,0	0,8	1,3	0,1	2,8	0,0
Etage 4	6,5	1,0	1,4	0,1	4,0	0,0
Etage 5	8,1	1,2	1,4	0,1	5,2	0,0
Etage 6	9,7	1,4	1,5	0,1	6,5	0,0
Etage 7	11,3	1,7	1,5	0,1	7,9	0,0
Etage 8	13,0	1,9	1,5	0,1	9,2	0,0
Etage 9	14,6	2,1	1,5	0,1	10,6	0,0
Etage 10	16,2	2,3	1,5	0,1	12,0	0,0
Etage 11	17,7	2,5	1,4	0,1	13,3	0,0
Etage 12	19,2	2,6	1,4	0,1	14,6	0,0
Etage 13	20,6	2,8	1,3	0,1	15,9	0,0
Etage 14	21,9	3,0	1,2	0,1	17,1	0,0
terrasse	21,3	0,4	1,1	-1,3	20,0	0,0
Cas 12	0,8G-Ex					
SS	0,0	0,0	-0,3	-0,0	-0,3	-0,1
RDC	-0,2	0,0	-0,9	-0,1	-1,3	-0,2
Etage 1	-1,0	-0,0	-0,9	-0,1	-2,3	-0,4
Etage 2	-1,8	-0,0	-1,1	-0,1	-3,6	-0,6
Etage 3	-2,8	-0,0	-1,3	-0,1	-5,0	-0,8
Etage 4	-4,0	-0,0	-1,4	-0,1	-6,5	-1,0
Etage 5	-5,2	-0,0	-1,4	-0,1	-8,1	-1,2
Etage 6	-6,5	-0,0	-1,5	-0,1	-9,7	-1,4
Etage 7	-7,8	-0,0	-1,5	-0,1	-11,3	-1,7
Etage 8	-9,2	-0,0	-1,5	-0,1	-13,0	-1,9
Etage 9	-10,6	-0,0	-1,5	-0,1	-14,6	-2,1
Etage 10	-12,0	-0,0	-1,5	-0,1	-16,2	-2,3
Etage 11	-13,3	-0,1	-1,4	-0,1	-17,7	-2,5
Etage 12	-14,6	-0,1	-1,4	-0,1	-19,2	-2,7
Etage 13	-15,9	-0,1	-1,3	-0,1	-20,6	-2,8
Etage 14	-17,1	-0,1	-1,2	-0,1	-21,9	-3,0
terrasse	-20,0	-0,1	-1,1	1,3	-21,3	-0,5
Cas 13	0,8G+Ey					
SS	0,1	0,3	0,0	0,3	-0,0	0,0
RDC	0,2	1,1	0,0	0,8	-0,0	0,3
Etage 1	0,2	2,0	0,0	0,8	-0,0	1,1
Etage 2	0,2	3,0	0,0	1,0	-0,0	1,9
Etage 3	0,2	4,1	0,0	1,1	0,0	2,9
Etage 4	0,2	5,3	0,0	1,2	0,0	4,0
Etage 5	0,2	6,5	0,0	1,2	0,0	5,2
Etage 6	0,2	7,8	0,0	1,3	0,0	6,4
Etage 7	0,2	9,1	0,0	1,3	0,0	7,7
Etage 8	0,3	10,4	0,0	1,3	0,0	8,9
Etage 9	0,3	11,6	0,0	1,2	0,0	10,2
Etage 10	0,3	12,8	0,0	1,2	0,0	11,4
Etage 11	0,4	13,9	0,0	1,1	0,0	12,5
Etage 12	0,4	15,0	0,0	1,1	0,0	13,6
Etage 13	0,4	16,0	0,0	1,0	0,0	14,7
Etage 14	0,5	16,9	0,0	0,9	0,0	15,6

terrasse	0,1	17,5	-0,2	0,8	0,0	16,7
Cas 14	0,8G-Ey					
SS	0,0	0,0	-0,0	-0,3	-0,1	-0,3
RDC	0,0	-0,3	-0,0	-0,8	-0,2	-1,1
Etage 1	0,0	-1,1	-0,0	-0,8	-0,2	-2,0
Etage 2	0,0	-1,9	-0,0	-1,0	-0,2	-3,0
Etage 3	0,0	-2,9	-0,0	-1,1	-0,2	-4,1
Etage 4	-0,0	-4,0	-0,0	-1,2	-0,2	-5,3
Etage 5	-0,0	-5,2	-0,0	-1,2	-0,2	-6,6
Etage 6	-0,0	-6,4	-0,0	-1,3	-0,2	-7,8
Etage 7	-0,0	-7,7	-0,0	-1,3	-0,2	-9,1
Etage 8	-0,0	-8,9	-0,0	-1,3	-0,3	-10,4
Etage 9	-0,0	-10,2	-0,0	-1,2	-0,3	-11,6
Etage 10	-0,0	-11,4	-0,0	-1,2	-0,3	-12,8
Etage 11	-0,0	-12,5	-0,0	-1,1	-0,4	-13,9
Etage 12	-0,0	-13,6	-0,0	-1,1	-0,4	-15,0
Etage 13	-0,0	-14,7	-0,0	-1,0	-0,4	-16,0
Etage 14	-0,0	-15,7	-0,0	-0,9	-0,5	-16,9
terrasse	-0,0	-16,8	0,2	-0,8	-0,1	-17,6

$drU_x < 3 \text{ cm}$ et $drU_y < 3 \text{ cm}$ → Pour niveau Sous-sol.

$drU_x < 4 \text{ cm}$ et $drU_y < 4 \text{ cm}$ → Pour niveau RDC.

$drU_x < 3.06 \text{ cm}$ et $drU_y < 3.06 \text{ cm}$ → Pour niveau Etage courant.

Donc dans toutes les combinaisons la condition est vérifiée.

IV.5.8. Justification vis-à-vis de l'effet P – Δ

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Avec :

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

$$P_K = \sum(W_{GI} + 0,2W_{QI})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_K : Hauteur de l'étage « k ».

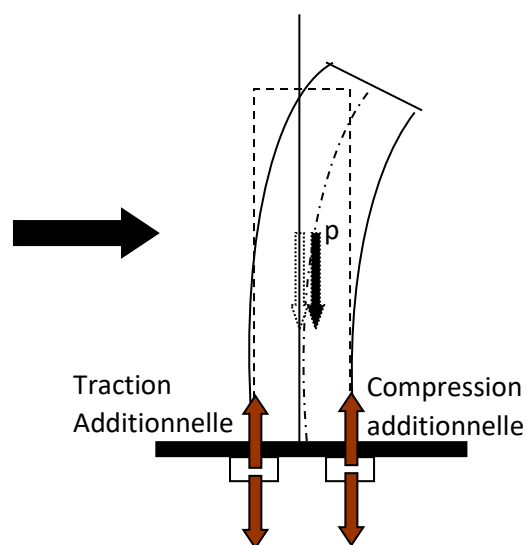


Tableau IV.5.5 : Justification vis-à-vis de l'effet P – Δ sens X
(Combinaison Ex)

Niveau	P _K (KN)	Δ _K (cm)	V _K (KN)	h _K (cm)	Θ
SS	14259,99	0,3	6595,71	300	0,0021
RDC	14659,91	0,9	6546,67	400	0,0050
Etage 1	12450,79	0,9	6379,35	306	0,0057
Etage 2	11654,78	1,1	6162,24	306	0,0067
Etage 3	11188,64	1,3	5912,21	306	0,0080
Etage 4	11188,64	1,4	5637,13	306	0,0090
Etage 5	11188,64	1,4	5342,52	306	0,0095
Etage 6	11188,64	1,5	5028,65	306	0,0109
Etage 7	10766,90	1,5	4695,69	306	0,0112
Etage 8	10389,55	1,5	4347,08	306	0,0117
Etage 9	10389,55	1,5	3977,45	306	0,0128
Etage 10	10389,55	1,5	3575,47	306	0,0142
Etage 11	10389,55	1,4	3121,51	306	0,0152
Etage 12	10389,55	1,4	2579,90	306	0,0184
Etage 13	10389,55	1,3	1908,19	306	0,0231
Etage 14	10946,11	1,2	1072,8	306	0,0400

Tableau IV.5.6 : Justification vis-à-vis de l'effet P – Δ sens Y
(Combinaison Ey)

Niveau	P _K (KN)	Δ _K (cm)	V _K (KN)	h _K (cm)	Θ
SS	14259,99	0,3	6644,37	300	0,0021
RDC	14659,91	0,8	6601,27	400	0,0044
Etage 1	12450,79	0,8	6446,32	306	0,0050
Etage 2	11654,78	1,0	6241,20	306	0,0061
Etage 3	11188,64	1,1	6001,09	306	0,0067
Etage 4	11188,64	1,2	5732,31	306	0,0076
Etage 5	11188,64	1,2	5438,96	306	0,0080
Etage 6	11188,64	1,3	5120,35	306	0,0092
Etage 7	10766,90	1,3	4776,08	306	0,0095
Etage 8	10389,55	1,3	4409,97	306	0,0100
Etage 9	10389,55	1,2	4017,59	306	0,0101
Etage 10	10389,55	1,2	3589,73	306	0,0113
Etage 11	10389,55	1,1	3111,21	306	0,0120
Etage 12	10389,55	1,1	2551,86	306	0,0146
Etage 13	10389,55	1,0	1874,21	306	0,0181
Etage 14	10946,11	0,9	1047,14	306	0,0307

Les coefficients Θ_K sont inférieurs à **0,10** ; donc l'effet $P - \Delta$ est négligé.

IV.5.9. Vérification de L'excentricité accidentelle

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le **RPA 99 / version 2003**.

$\pm 0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$\text{Sens-X : } e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times L_{xi}$$

$$\text{Sens-Y : } e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times L_{yi}$$

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément i .

$X_i ; Y_i$: Coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010** a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau **IV.5.7** suivants :

Tableau IV.5.7 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels

Niveau	W _{étage} (kg)	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion		Excentricité calculer		Excentricité Accidentel max	
		X _G	Y _G	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y	e _x	e _y
1 ^{ère} SS	14259,99	12,15	12,14	12,15	13,24	0,00	1,10	1,37	1,26
RDC	14659,91	12,15	11,93	12,15	13,24	0,00	1,31	1,37	1,34
Etage 1	12450,79	11,99	11,99	12,15	13,24	0,16	1,27	1,37	1,34
Etage 2	11654,78	12,21	11,84	12,15	13,27	0,06	1,43	1,37	1,34
Etage 3	11188,64	12,21	11,83	12,15	13,29	0,06	1,46	1,37	1,34
Etage 4	11188,64	12,21	11,83	12,15	13,29	0,06	1,46	1,37	1,34
Etage 5	11188,64	12,21	11,83	12,15	13,29	0,06	1,46	1,37	1,34
Etage 6	11188,64	12,21	11,83	12,15	13,29	0,06	1,46	1,37	1,34
Etage 7	10766,90	12,21	11,82	12,15	13,31	0,06	1,48	1,37	1,34
Etage 8	10389,55	12,22	11,82	12,15	13,32	0,07	1,50	1,37	1,34
Etage 9	10389,55	12,22	11,82	12,15	13,32	0,07	1,50	1,37	1,34
Etage 10	10389,55	12,22	11,82	12,15	13,32	0,07	1,50	1,37	1,34
Etage 11	10389,55	12,22	11,82	12,15	13,32	0,07	1,50	1,37	1,34
Etage 12	10389,55	12,22	11,82	12,15	13,32	0,07	1,50	1,37	1,34
Etage 13	10389,55	12,22	11,82	12,15	13,32	0,07	1,50	1,37	1,34
Etage 14	10946,11	12,15	11,93	12,15	13,32	0,00	1,39	1,37	1,34

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représenté dans les deux tableaux précédents l'excentricité dans quelque étages dépassé $0,05 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette **condition n'est pas vérifiée**.

IV.5.10. Vérification au renversement

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant, $\rightarrow M_s = W \times L/2$

M_r : Moment renversant, $\rightarrow M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i .

- Sens longitudinal :

Tableau IV.5.8 : Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal

W (KN)	L_x (m)	$L_x/2$ (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
110059,59	27,30	16,70	1502313,4	915107,577	1,642	Condition vérifiée

- Sens transversal :

Tableau IV.5.9 : Vérification de renversement de la Tour sens transversal

W (KN)	L_y (m)	$L_y/2$ (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
110059,59	26,70	13,35	1469295,52	924134,925	1,590	Condition vérifiée

IV.6. Conclusion

On peut dire que suivant **les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003** notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.



Chapitre V



Etude du vent

CHAPITRE

V

Etude du
Vent**V.1. Introduction**

Le vent est un phénomène de mouvement de l'aire qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression dans le domaine de génie civil les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction. Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposée horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure, ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres ; la région, le site, l'altitude, les dimensions de l'ouvrage, la majoration dynamique, coefficient de traînée et l'effet de masque.

V.2. Application de RNV 99**V.2.1. Vérification à la stabilité d'ensemble**

- + Détermination de coefficient dynamique C_d .
- + Détermination de la pression dynamique du vent d_{yn} .
- + Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe} et intérieur C_{pi} .
(Si la construction de catégorie **I**)
- + Détermination du coefficient de force C_f (si la construction de catégorie **II**).
- + Calcul de la pression de vent.
- + Calcul des forces de frottement si la construction de catégorie **I**.
- + Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction.
- + Détermination de l'excentricité de la force globale horizontale.

Notre calcul doit être passé par les étapes suivantes :

A. Détermination du coefficient dynamique C_d

Données relatives au site :

Les catégories de terrain sont données dans le **tableau 2.4 page 47 (RNV99)** ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

K_T : facteur de terrain.

Z_0 : (en m), paramètre de rugosité.

Z_{min} : (en m), hauteur minimale.

ε : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d .

Tableau V.2.1 : Définition de catégorie de terrain.

Catégorie de terrain	K_T	Z_0	Z_{min}	ε
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou ar-bres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV.	0,22	0,30	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Dans notre cas le site **IV** alors :

$$K_T = 0,24$$

$$Z_0 = 1,00 \text{ m}$$

$$Z_{min} = 16,00 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0,46$$

C_T : Coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent.

Tableau V.2.2 : Valeurs de $C_T(z)$.

Site	$C_T(z)$
Site plat ($\phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
Site aux alentours des plateaux	1,15
Site aux alentours des collines	1,15
Site montagneux	1,5

Dans notre cas Site plat $\rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$

q_{ref} : est donnée par le Tableau 2.3 page 46 (RNV99) en fonction de la zone de vent.

Tableau V.2.3 : Valeurs de la pression dynamique de référence.

Zone	q_{ref} (N/m^2)	q_{temp} (N/m^2)
I	375	270
II	470	340
III	575	415

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Constantine donc :

Zone du vent I $\rightarrow q_{ref} = 375 N/m^2$

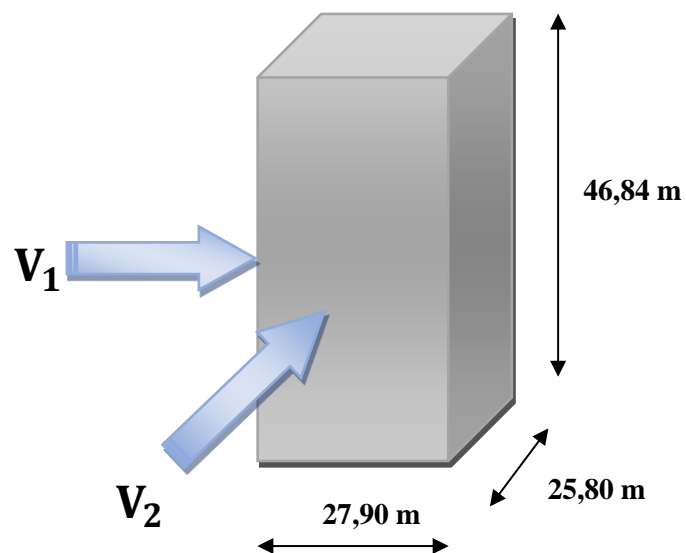


Figure V.2.1. Action du vent.

Valeur de C_d :

- Sens x :

La structure du bâtiment étant en béton armé. On utilise **la figure 3.1 page 51 (RNV99)**

La lecture pour $h = 46,84 \text{ m}$ et $b = 27,90 \text{ m}$.

Après interpolation : $C_d \approx 0,95$

- Sens y :

Pour $h = 46,84 \text{ m}$ et $b = 25,80 \text{ m}$

Après interpolation : $C_d \approx 0,95$

C_d Dans les deux directions est inférieur à **1,2** ; donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

B. Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à **article 3.1.1 page 45 (RNV99)**.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- Les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à **10 m** doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surfaces, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec n étant le nombre de niveaux de la construction.

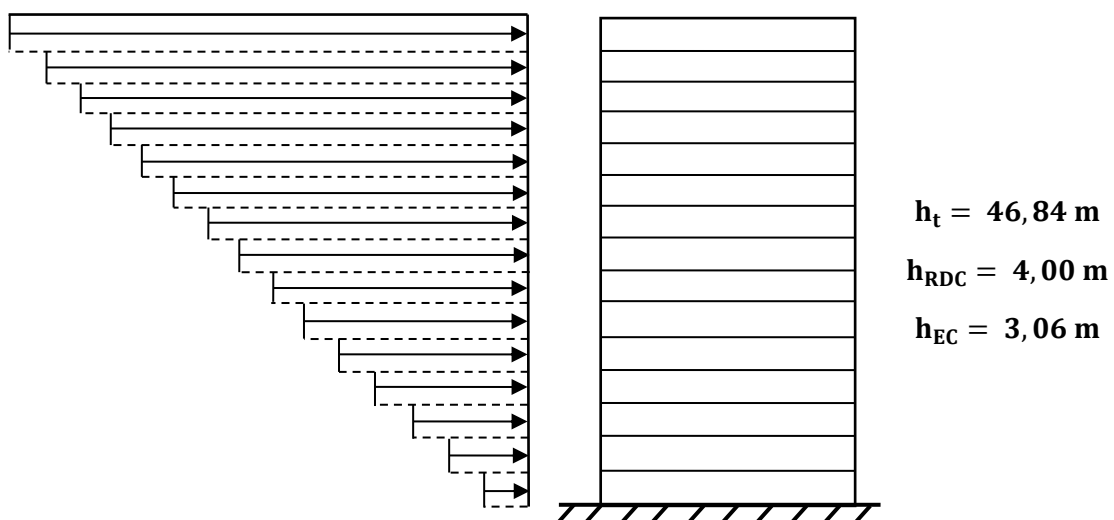


Figure V.2.2. Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule 2.12 page 45 (RNV99).

Structure permanente $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$.

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : est donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone de vent.

C_e : Coefficient d'exposition au vent. Et calcule par la formule :

$$C_e(Z_{eq})^2 = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times \left\{ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z) \times C_T(Z)} \right\}$$

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent ; sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$Z_{min} \leq Z \leq 200m \rightarrow C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right).$$

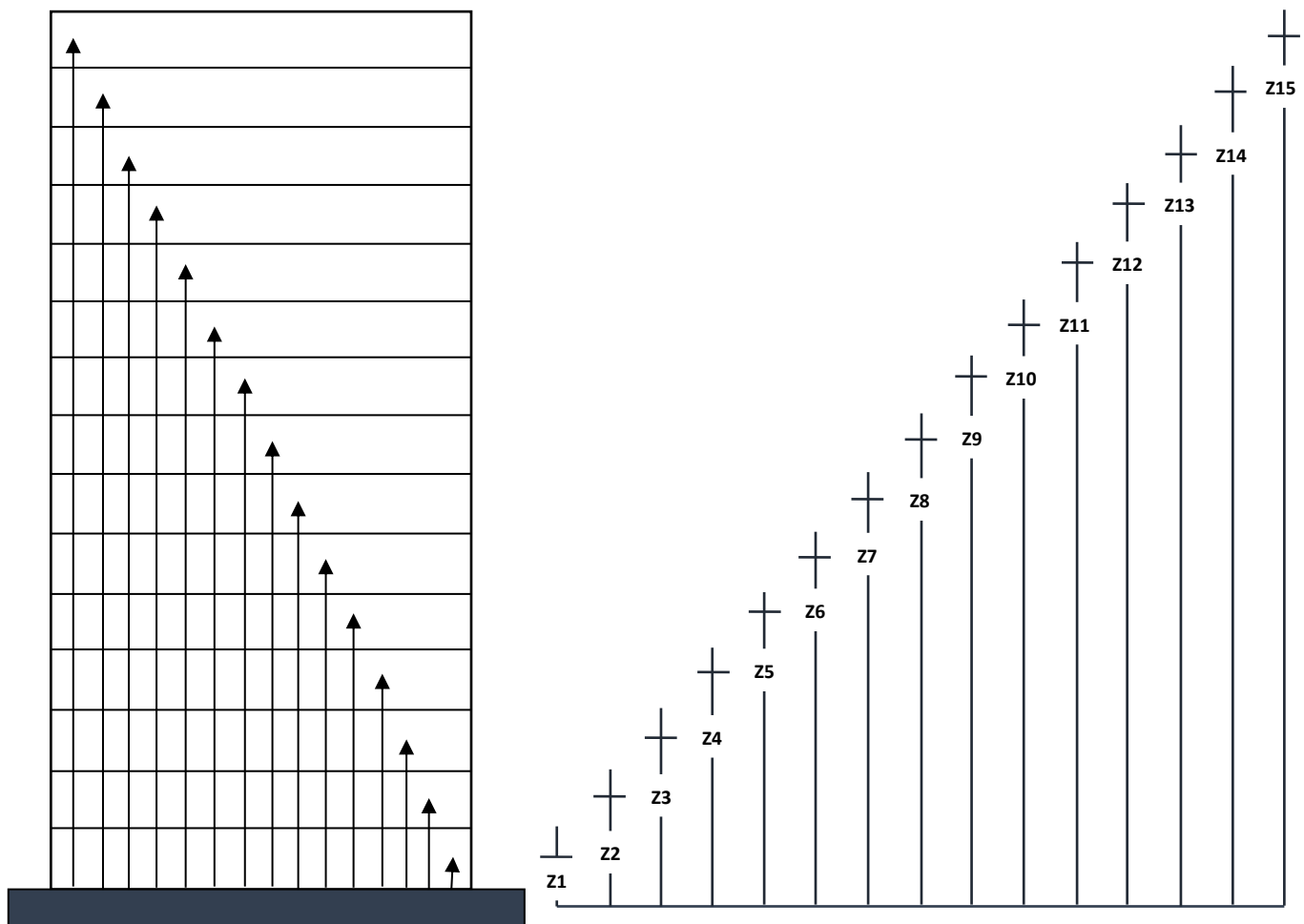


Figure V.2.3. Répartition de Z_j .

Tableau V.2.4 : Valeurs des q_{dyn} appliqués de chaque niveau.

Z_j (m)	C_r	C_e	q_{dyn} (N/m ²)
4,00	0,333	0,670	251,373
7,06	0,469	1,008	377,955
10,12	0,556	1,243	466,206
13,18	0,619	1,423	533,655
16,24	0,669	1,572	589,305
19,30	0,710	1,697	636,338
22,36	0,746	1,810	678,674
25,42	0,777	1,909	715,908
28,48	0,804	1,997	748,926
31,54	0,828	2,077	778,734
34,60	0,851	2,154	807,705
37,66	0,871	2,222	833,220
40,72	0,890	2,287	857,738
43,78	0,907	2,346	879,903
46,84	0,923	2,403	900,963
47,44	0,926	2,413	904,934

C. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} s'obtient à partir de la formule suivante :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si } S \leq 1\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1\text{m}^2 \leq S \leq 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si } S \geq 10\text{m}^2$$

S : la surface chargée de la paroi considérée

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

Parois verticales :

 **Sens x :**

$h = 46,84 \text{ m} ; b = 22,60 \text{ m}.$

$e = \text{Min} (b, 2h)$

$e = \text{Min} (22,60 ; 2 \times 46,84).$

$e = 22,60 \text{ m}.$

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction. $b = 22,60 \text{ m}$

h : La hauteur total de la construction.

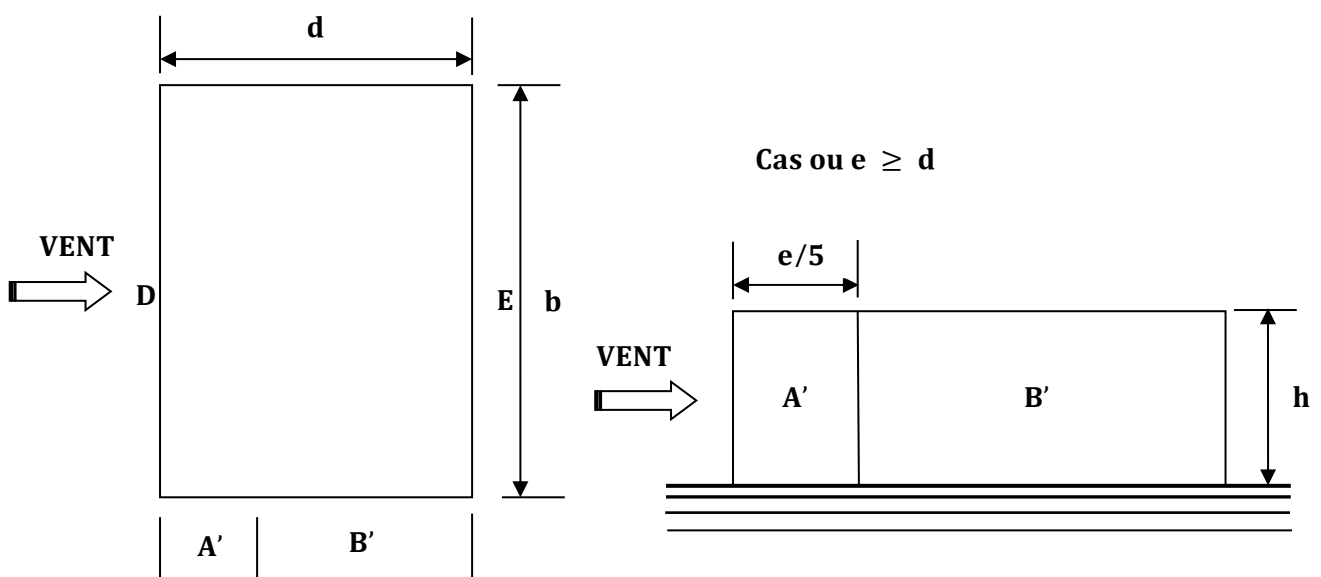


Figure V.2.4. Vue en plan et vue en élévation, sens XZ.

D'après le tableau 5.1 page 65 (RNV99) on a :

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

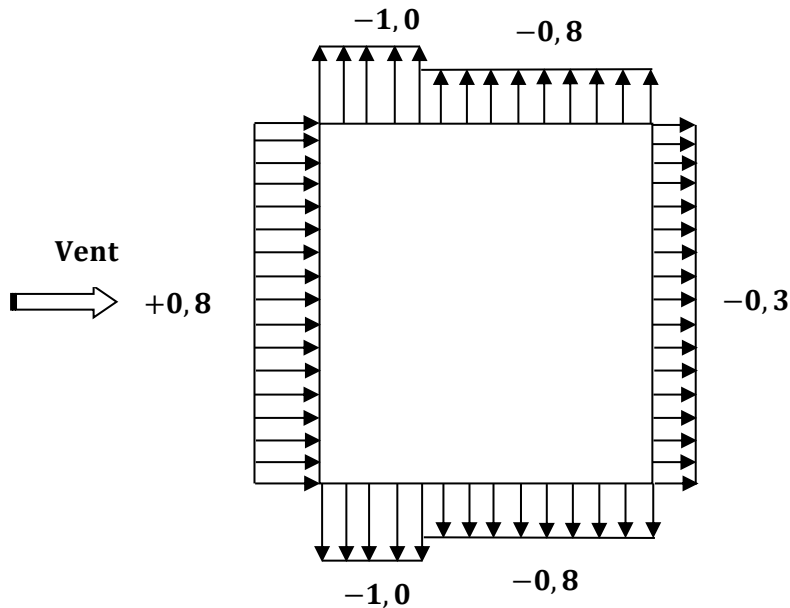


Figure V.2.5. Répartition de C_{pe} sur les parois horizontales
- Direction du vent V_1 .

✚ Sens y :

$h = 46,84 \text{ m} ; b = 24,70 \text{ m}.$

$e = \text{Min} (b, 2h)$

$e = \text{Min} (24,70 ; 2 \times 46,84).$

$e = 24,70 \text{ m}.$

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction. $b = 24,70 \text{ m}$

h : La hauteur total de la construction.

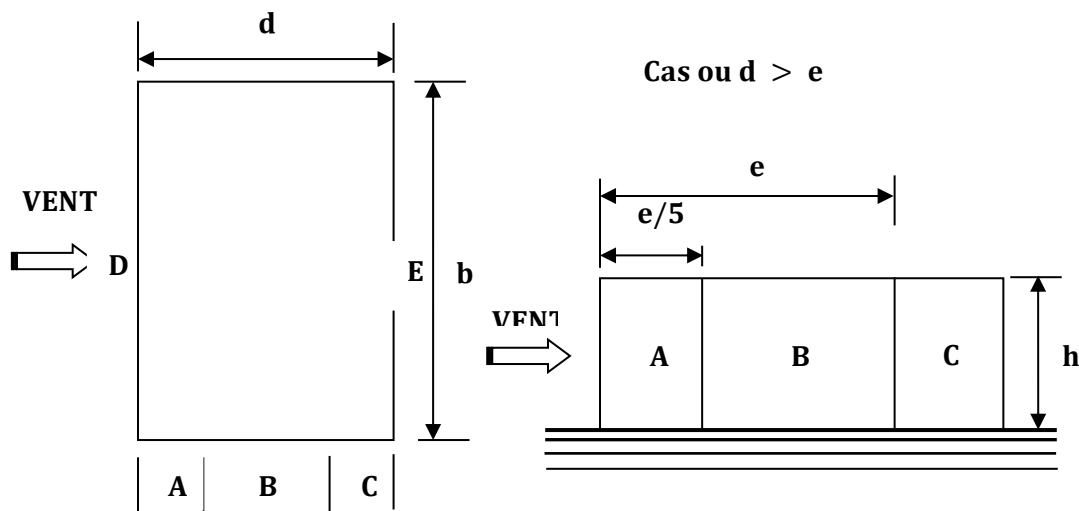


Figure V.2.6. Vue en plan et vue en élévation, sens XY.

D'après le tableau 5.1 page 65 (RNV99) on a :

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

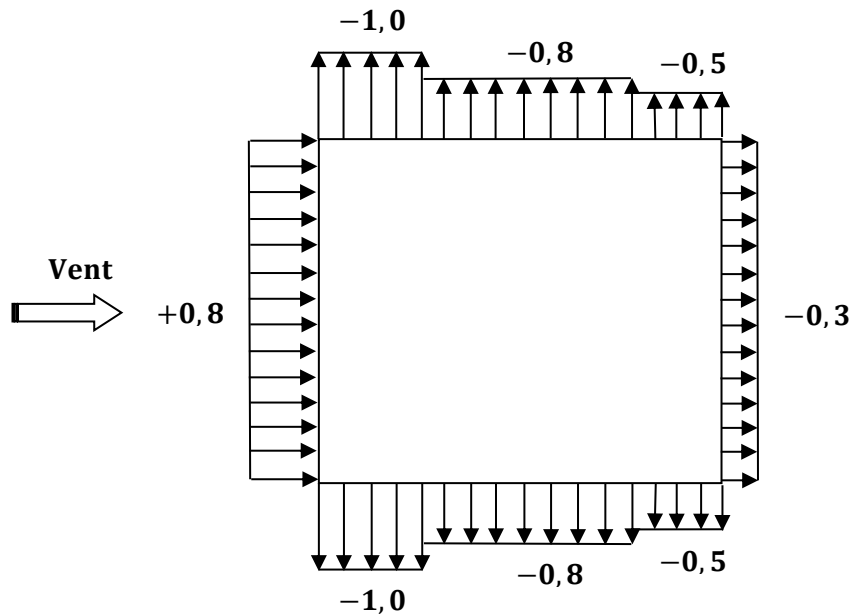


Figure V.2.7. Répartition de C_{pe} sur les parois horizontales
- Direction du vent V_2 .

- a) **Toitures plates :** Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient $C_{pe.10}$ est donné dans le **tableau 5.2 page 66 (RNV99)**.

$$e = \text{Min} [b ; 2h]$$

b : dimension du coté perpendiculaire au vent.

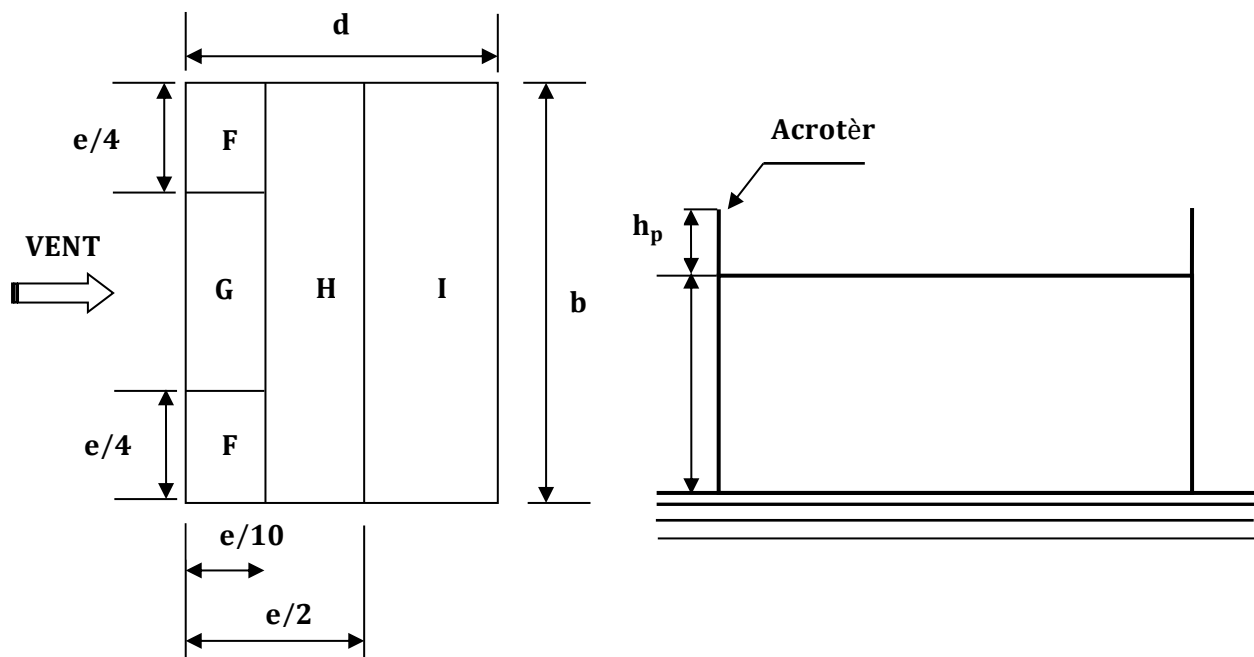


Figure V.2.8. Les zones de pression.

D'après le tableau 5.2 page 66 (RNV99) on a :

	Zone							
	F		G		H		I	
Avec acrotère	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
$h_p/h = 0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
$h_p/h = 0,050$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
$h_p/h = 0,100$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$	

Dans notre cas $h_p/h = 0,60/46,84 = 0,0128$

✚ Pour $b = 22,60$ m :

$$e = \min(22,60 ; 2 \times 46,84) = \min(22,60 ; 93,68) .$$

Donc : $e = 22,60$ m.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones
Sont montrées sur la figure suivante :

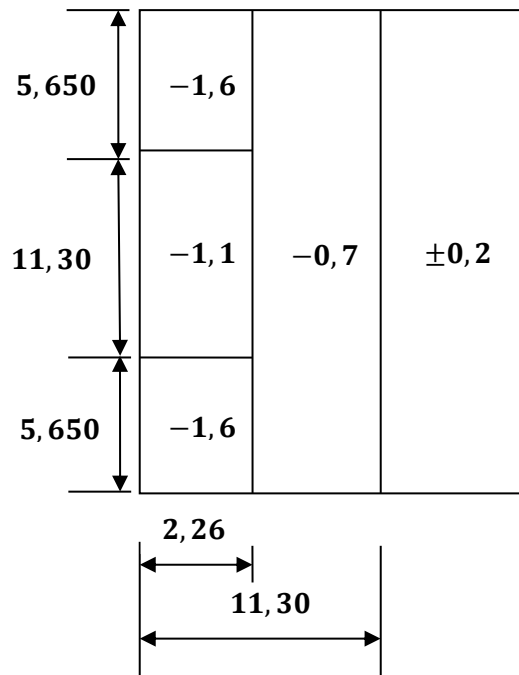


Figure V.2.9. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour **b = 26,70 m**.

✚ Pour **b = 24,70 m** :

$$e = \min (24,70 ; 2 \times 46,84) = \min (27,30 ; 93,68).$$

Donc : $e = 24,70 \text{ m}$.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones
Sont montrées sur la figure suivante :

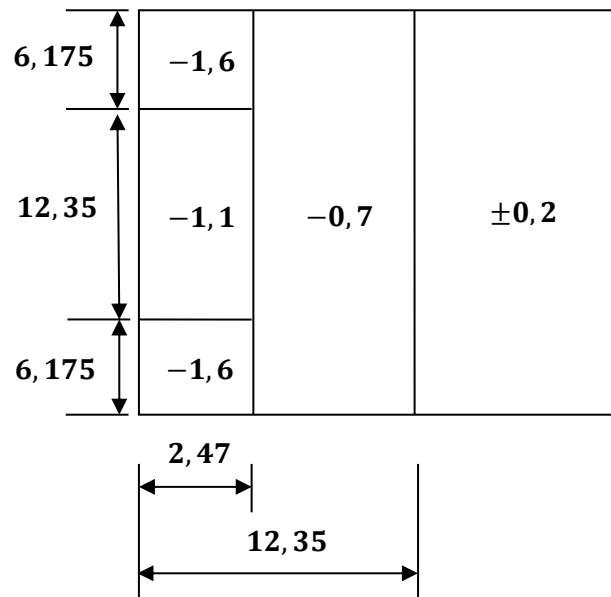


Figure V.2.10. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour $b = 27,30$ m.

D. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi}

Dans le cas de bâtiment avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi} = +0,8$ et $C_{pi} = -0,5$ (Art 2.2.2 pages 79 RNV99).

E. Détermination du coefficient de pression de vent C_p

Le coefficient de pression est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

$$\text{On a : } C_{pi} = 0,8 \text{ et } C_{pe} = C_{p10}$$

Tableau V.2.5 : valeurs de C_p dans le cas : $C_{pi} = 0,8$.

Zone	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p10}$	C_p
AA'	0,8	-1	-1,8
BB'	0,8	-0,8	-1,6
C	0,8	-0,5	-1,3
D	0,8	0,8	0
E	0,8	-0,3	-1,1
F	0,8	-1,4	-2,2
G	0,8	-0,9	-1,7
H	0,8	-0,7	-1,5

Tableau V.2.6 : valeurs de C_p dans le cas : $C_{pi} = 0,5$.

Zone	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p10}$	C_p
AA'	-0,5	-1	-0,5
BB'	-0,5	-0,8	-0,3
C	-0,5	-0,5	0
D	-0,5	0,8	1,3
E	-0,5	-0,3	0,2
F	-0,5	-1,6	-1,1
G	-0,5	-1,1	-0,6
H	-0,5	-0,7	-0,2

- **Calcul de la pression due au vent :**

La pression due au vent q_j , qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule 2.1 page 40 (RNV99) :

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

C_d : coefficient dynamique de la construction.

W : la pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j $W(Z_j)$ donnée à l'aide de la formule 2.2 page 40 (RNV 99) :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

D'où : $q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_p)$

 Sens X

Tableau V.2.7 : Valeurs de q_j dans le sens longitudinale Pour : $C_{pi} = 0,8$.

Zone	C_{pe}	W_j (N/m ²)	C_d	q_j (N/m ²)
A'	-1,0	-1628,881	0,95	-1547,437
B'	-0,8	-1447,888	0,95	1375,494
D	+0,8	0	0,95	0
E	-0,3	995,437	0,95	945,656

Tableau V.2.8 : Valeurs de q_j dans le sens longitudinale Pour : $C_{pi} = 0,5$.

Zone	C_{pe}	W_j (N/m ²)	C_d	q_j (N/m ²)
A'	-1,0	-452,467	0,95	-429,844
B'	-0,8	-271,480	0,95	-257,906
D	+0,8	1176,414	0,95	1117,594
E	-0,3	180,987	0,95	171,938

 Sens Y

Tableau V.2.9 : Valeurs de q_j dans le sens longitudinale Pour : $C_{pi} = 0,8$.

Zone	C_{pe}	W_j (N/m ²)	C_d	q_j (N/m ²)
A	-1,0	-1628,881	0,95	-1547,437
B	-0,8	-1447,888	0,95	1375,494
C	-0,5	-1176,414	0,95	-1117,594
D	+0,8	0	0,95	0
E	-0,3	995,437	0,95	945,656

Tableau V.2.10 : Valeurs de q_j dans le sens longitudinale Pour : $C_{pi} =$

Zone	C_{pe}	W_j (N/m ²)	C_d	q_j (N/m ²)
A	-1,0	-452,467	0,95	-429,844
B	-0,8	-271,480	0,95	-257,906
C	-0,5	0	0,95	0
D	+0,8	1176,414	0,95	1117,594
E	-0,3	180,987	0,95	171,938

F. Calcul des forces de frottement

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de **catégorie I**, Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent. La force de frottement F_{fr} est donnée par **la formule 2.8 page 42 (RNV99)** :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{frj} \times S_{frj})$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j.

S_{frj} : Aire de l'élément de surface j.

C_{frj} : Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

D'après **l'article 1.4.2 pages 41 (RNV99)** :

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport $(d/b \geq 3)$, et le rapport $(d/h \geq 3)$, soient vérifié ; ou **b** : la dimension de la construction Perpendiculaire à la direction du vent, **h** : la hauteur de la construction, et **d** : la dimension delà construction parallèle à la direction du vent.

✚ **Sens x** : b = 22,60 m; d = 24,70 m; h = 46,84 m.

$(d/b) = (24,70 / 26,70) = 1,093 < 3 \rightarrow$ **Condition non vérifiée.**

$(d/h) = (24,70 / 46,84) = 0,527 < 3 \rightarrow$ **Condition non vérifiée.**

✚ **Sens y** : b = 24,70 m; d = 22,60m; h = 46,84 m.

$(d/b) = (26,70 / 27,30) = 0,915 < 3 \rightarrow$ **Condition non vérifiée.**

$(d/h) = (26,70 / 46,84) = 0,483 < 3 \rightarrow$ **Condition non vérifiée.**

G. Détermination de la force résultante

La force résultante R se décompose en deux forces, horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :

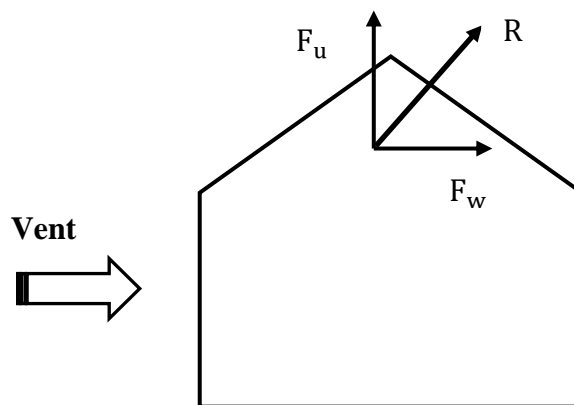


Figure V.2.11. Force résultante R.

F_w : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale appliquée à la toiture.

F_u : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule 2.9 page 44 (RNV99) :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + F_{frj}$$

Σ : La somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

q_j : (daN/m²) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.

S_j : (m²) est l'aire de l'élément de surface j.

F_{frj} : (daN) désigne les forces de frottement éventuelles.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Tableau V.2.11 : Résultats des efforts appliqués à la Tour de chaque niveau.

Z _j (m)	Zone	S(X) (m ²)	S(Y) (m ²)	q _{dyn} (N/m ²)	q _j (X)	q _j (Y)	R(X) (N)	R(Y) (N)
4,00		111,60	103,20	251,373	276,510	276,510	30858,516	28535,832
7,06		85,37	78,95	377,955	415,751	415,751	35492,663	32823,542
10,12		85,37	78,95	466,206	512,827	512,827	43780,041	40487,692
13,18		85,37	78,95	533,655	587,021	587,021	50113,983	46345,308
16,24		85,37	78,95	589,305	648,236	648,236	55339,907	51178,232
19,30		85,37	78,95	636,338	699,972	699,972	59756,610	55262,789
22,36		-1,1	85,37	78,95	678,674	746,541	746,541	63732,205
25,42		85,37	78,95	715,908	787,499	787,499	67228,790	62173,046

28,48		85,37	78,95	748,926	823,819	823,819	70329,428	65040,510
31,54		85,37	78,95	778,734	856,607	856,607	73128,540	67629,123
34,60		85,37	78,95	807,705	888,476	888,476	75849,196	70145,180
37,66		85,37	78,95	833,220	916,542	916,542	78245,191	72360,991
40,72		85,37	78,95	857,738	943,512	943,512	80547,619	74490,272
43,78		85,37	78,95	879,903	967,893	967,893	82629,025	76415,152
46,84		85,37	78,95	900,963	991,059	991,059	84606,707	78244,108
47,44	-2,4	16,74	15,48	904,934	2171,842	2171,842	36356,635	34401,977
	-1,9				1719,375	1719,375	28782,338	27234,900
	-1,5				1357,401	1357,401	22722,893	21501,232
	-1,0				904,934	904,934	15148,595	14334,155
	-0,6				542,960	542,960	9089,150	8600,486

Tableau V.2.12 : Résultats des efforts de vent appliqués à la base de la Tour.

R_x	R_y
1063,738 KN	986,144 KN

H. Excentricité de la force globale horizontale

Une excentricité "e" de la force globale horizontale **F_w** doit être introduite pour les constructions autres que révolution pour tenir compte de la torsion.

D'après l'article 2.2.2 pages 44 (RNV99) l'excentricité "e" de la force globale horizontale **F_w** doit être prise égale à :

$$e = \pm \frac{b}{10} \text{ m Avec } b \text{ est la dimension à la base du maître couple.}$$

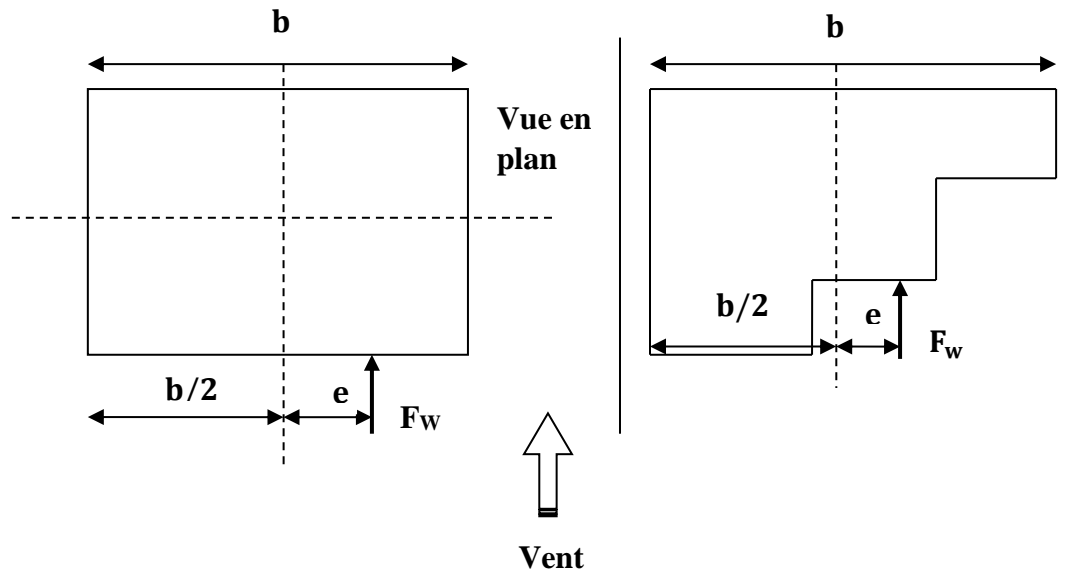


Figure V.2.12. Excentricité de la force globale horizontale.

Excentricité de la force globale :

✚ Sens X :

$$L_x = b = 22,60 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } e = \pm 2,260 \text{ m}$$

✚ Sens Y :

$$L_y = b = 24,70 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } e = \pm 2,470 \text{ m}$$

V.2.2. Commentaire :

Le RNV99 prise en compte bien le vent telles que :

- ✓ Diffusion de vent.
- ✓ Les zones plus excitées par le vent.
- ✓ La force du frottement.
- ✓ Les directions.

V.3. Vérification de la stabilité :

La force résultante **R** dans chaque direction est négligeable devant le poids du bâtiment donc il n'y a pas risque de soulèvement ou de renversement.

V.4. Conclusion :

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme.



Chapitre VI



Ferraillage des éléments structuraux

CHAPITRE

VI

Ferrailage des éléments Structuraux

VI.1. Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour la détermination du ferrailage des trois éléments porteurs on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures [11] (**Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- ✚ Les poutres seront ferrillées en flexion simple.
- ✚ Les poteaux seront ferrillés en flexion composée.
- ✚ Les voiles seront ferrillés en flexion composée.

VI.2. Etude de ferrailage des poteaux

VI.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » **BAEL 91 révisée 99**

$$\bullet 1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots\dots\dots (ELU)$$

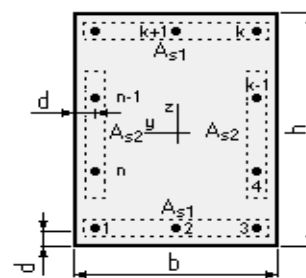
$$\bullet G + Q \dots\dots\dots (ELS)$$

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » **RPA 99 / version 2003**

$$\bullet G + Q \pm 1,2 \times E \dots\dots\dots (ACC)$$

VI.2.2. Calcul du ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage est en **flexion composée dans le deux sens X et Y**, car le poteau est sollicité par un effort normal **N** et deux moments fléchissant **My** et **Mz**.



D'après le **RPA 99 / version 2003 (article 7.4.2)**

- ✚ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

Leur pourcentage minimal sera de **0,8 %** (zone II).

Figure VI.2.1 : Disposition générale des armatures sur les poteaux.

- ✚ Leur pourcentage maximal sera de **3%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
- ✚ Le diamètre minimum est de **12 mm**.
- ✚ La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ** (zone II)
- ✚ La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** (zone II).

Le ferrailage sera calculé l'aide de **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010** et on compare avec le minimum du **RPA 99 / version 2003** (A_{min}).

- ✚ Selon le **BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1, 21)** :

$$A_u (\text{min}) = \max (0,2\%B ; 4\%P)$$

$$A_u (\text{max}) = 5\%B$$

Avec :

B : Section de béton ;

P : Périmètre de la section en mètre

Tableau VI.2.1 : A_u (min) et A_u (max) Selon le **BAEL 91** de chaque section du poteau.

Section du poteau	B (cm)	P (cm)	A_u (min) = $\max (0,2\%B ; 4\%P)$	A_u (max) = $5\%B$
Poteau (40×40)	1600	160	6,4 cm ²	80 cm ²
Poteau (45×45)	2025	180	7,2 cm ²	101,25 cm ²
Poteau (50×50)	2500	200	8,0 cm ²	125 cm ²
Poteau (55×55)	3025	220	8,8 cm ²	151,25 cm ²
Poteau (60×60)	3600	240	9,6 cm ²	180 cm ²

✚ Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

$$A_u(\min) = 0,8\%B$$

$$A_u(\max) = 4\%B \text{ En zone courant.}$$

$$A_u(\max) = 6\%B \text{ En zone de recouvrement.}$$

Tableau VI.2.2 : A_u (min) et A_u (max) Selon le RPA 99 de chaque section du poteau.

Section du poteau	B (cm)	$A_u(\min)$ = 0,8%B	$A_u(\max)$ = 4%B	$A_u(\max)$ = 6%B
Poteau (40×40)	1600	12,80 cm ²	64 cm ²	96 cm ²
Poteau (45×45)	2025	16,20 cm ²	81 cm ²	121,5 cm ²
Poteau (50×50)	2500	20,00 cm ²	100 cm ²	150 cm ²
Poteau (55×55)	3025	24,20 cm ²	121 cm ²	181,5 cm ²
Poteau (60×60)	3600	28,80 cm ²	144 cm ²	216 cm ²

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

✓ 25 cm En zone II

✓ $\emptyset_{\min} = 12 \text{ mm}$

$$A_u(\min) = \max(0,2\%B ; 4\%P ; 0,8\%B)$$

Tableau VI.2.3 : A_u (min) de chaque section du poteau.

Section du poteau	$A_u(\min)$ = max(0,2%B ; 4%P ; 0,8%B)
Poteau (40×40)	12,80 cm ²
Poteau (45×45)	16,20 cm ²
Poteau (50×50)	20,00 cm ²
Poteau (55×55)	24,20 cm ²
Poteau (60×60)	28,80 cm ²

VI.2.3. Calcul des armatures transversales

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

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 (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2,5$ Si l'élançement géométrique $\lambda g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ Si l'élançement géométrique $\lambda g < 5$

$f_e = 400$ Mpa .

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right) \dots\dots\dots \text{BAEL 91 révisée 99.}$$

Avec :

Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$t \leq \text{Min} (10\Phi_1 ; 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone II)..... RPA99 / version 2003
(Art 7.4.2.2)

$t \leq 15\Phi_1$ en zone courante..... RPA 99 / version 2003
(Art 7.4.2.2)

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ minimum (voir Figure).

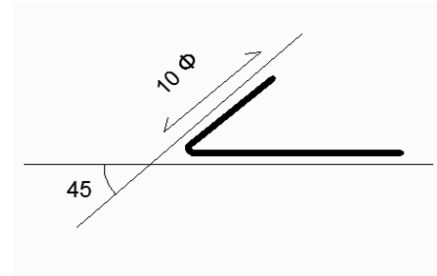


Figure VI.2.2 : Simulation statique de l'action sismique sur une construction.

Armatures transversales

🚩 Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right) = \min \left(\frac{60}{35}; \frac{60}{10}; 2,0 \right) \quad \Phi_t \leq 1,71\text{cm}$$

On adopte $\Phi_t = 8\text{mm}$

🚩 Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

$t \leq \text{Min} (10\Phi_1 ; 15 \text{ cm})$ en zone nodal $t \leq \text{Min} (10 \times 2,0 ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

$t \leq 15\Phi_1$ en zone courante $t \leq 15 \times 2,0 = 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement pour ce poteau de : $t = 10 \text{ cm}$ dans la zone nodale.

$t' = 15 \text{ cm}$ Dans la zone courante.

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

$10\phi_t = 10 \times 2 = 20 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 20 cm.

➤ **Longueur de recouvrement**

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 est de :

40Φ En zone II.

$\Phi = 14 \text{ mm}$ $L_r = 2,0 \times 40 = 80 \text{ cm}$; alors on adopte : $L_r = 80 \text{ cm}$.

➤ **Longueur de la zone nodale**

$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) \text{ cm}$ RPA 99 / version 2003

$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) = \text{max} (306/6 ; 60 ; 60 ; 60 \text{ cm}) \rightarrow h' = 60 \text{ cm}$

VI.2.4. Méthode de calcul du ferrailage longitudinal

Dans le calcul du ferrailage, on compare les sections du ferrailage obtenu par flexion composée à partir des sollicitations suivantes :

- ✓ Le moment de flexion maximal M_y et l'effort normal correspondant d'une part ;
- ✓ L'effort normal minimal N et le moment de flexion correspondant.

On va calculer avec logiciel de calcul des sections de ferrailage des éléments en béton **expert 2010** dans les combinaisons suivantes :

Selon le **BAEL91 révisée 99** :

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

Selon le **RPA 99 / version 2003** :

ACC : $G + Q \pm 1,2 E$

On fait le ferrailage des poteaux étage par étage. Dans le calcul de chaque étage on prend la valeur min de l'effort N appliqué et les valeurs max de M_y et M_z .

Les résultats sont réduits dans les tableaux suivants :

Tableau VI.2.4 : Résultats des efforts correspondant à chaque poteau à ELU.

Section	$M_{y\max}$ (KN. m)	F_{corr} (KN)	$M_{z\max}$ (KN. m)	F_{corr} (KN)	F_{\min} (KN)	$M_{y\text{corr}}$ (KN. m)	$M_{z\text{corr}}$ (KN. m)
Pot(60 × 60)	51,36	1720,12	46,95	1645,61	899,66	-11,62	-8,73
Pot(55 × 55)	32,79	1262,97	37,84	1382,01	813,33	-10,06	-5,18
Pot(50 × 50)	33,87	797,89	38,40	976,06	521,61	3,22	-26,15
Pot(45 × 45)	33,31	823,05	34,02	701,26	409,64	2,99	-24,10
Pot(40 × 40)	53,57	96,08	49,78	39,28	12,92	-0,72	-19,19

Tableau VI.2.5 : Résultats des efforts correspondant à chaque poteau à ELS.

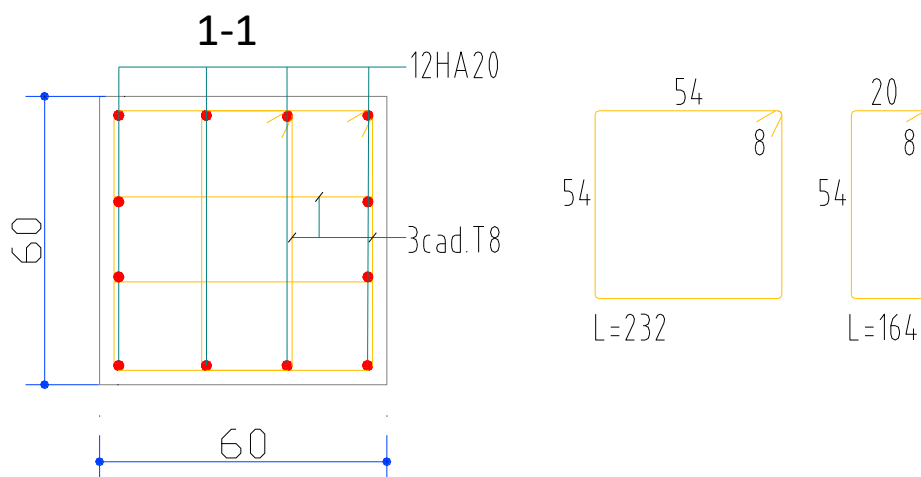
Section	$M_{y\max}$ (KN. m)	F_{corr} (KN)	$M_{z\max}$ (KN. m)	F_{corr} (KN)	F_{\min} (KN)	$M_{y\text{corr}}$ (KN. m)	$M_{z\text{corr}}$ (KN. m)
Pot(60 × 60)	37,55	1259,33	34,17	1200,27	657,78	-8,51	-6,46
Pot(55 × 55)	24,08	924,77	27,46	1008,63	594,40	-7,33	-3,75
Pot(50 × 50)	24,69	583,81	27,87	711,24	381,17	2,37	-18,94
Pot(45 × 45)	23,78	597,97	24,66	510,75	299,31	2,17	-17,45
Pot(40 × 40)	38,57	70,83	36,05	28,59	9,68	-0,53	-14,03

Tableau VI.2.6 : Résultats des efforts correspondant à chaque poteau à ELA.

Section	$M_{y\max}$ (KN. m)	F_{corr} (KN)	$M_{z\max}$ (KN. m)	F_{corr} (KN)	F_{\min} (KN)	$M_{y\text{corr}}$ (KN. m)	$M_{z\text{corr}}$ (KN. m)
Pot(60 × 60)	173,50	3798,35	204,69	4720,78	-2459,38	-75,31	-215,47
Pot(55 × 55)	111,70	1478,21	81,52	1846,62	-987,13	-47,04	-73,70
Pot(50 × 50)	145,68	1089,17	100,28	1145,75	-656,98	-42,41	-63,81
Pot(45 × 45)	139,83	931,73	90,38	942,00	-141,95	-43,35	-69,46
Pot(40 × 40)	148,34	97,06	83,13	92,36	-120,92	-31,16	-52,92

Tableau VI.2.7 : Résultats du ferrailage par niveau.

Etage	Section (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{calculer} (cm ²)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
				Section (cm ²)	Choix	t (cm)	t' (cm)	A _t
SS	(60 × 60)	28,80	20,30	37,70	12HA20	10	15	Ø8
RDC	(60 × 60)	28,80	20,30	37,70	12HA20	10	15	Ø8
01	(60 × 60)	28,80	20,30	37,70	12HA20	10	15	Ø8
02	(55 × 55)	24,20	8,10	28,65	4HA20+8HA16	10	15	Ø8
03	(50 × 50)	20,00	5,90	24,13	12HA16	10	15	Ø8
04	(50 × 50)	20,00	5,90	24,13	12HA16	10	15	Ø8
05	(50 × 50)	20,00	5,90	24,13	12HA16	10	15	Ø8
06	(50 × 50)	20,00	5,90	24,13	12HA16	10	15	Ø8
07	(45 × 45)	16,20	3,60	20,36	4HA16+8HA14	10	15	Ø8
08	(40 × 40)	12,80	3,20	18,47	12HA14	10	15	Ø8
09	(40 × 40)	12,80	3,20	18,47	12HA14	10	15	Ø8
10	(40 × 40)	12,80	3,20	18,47	12HA14	10	15	Ø8
11	(40 × 40)	12,80	3,20	18,47	12HA14	10	15	Ø8
12	(40 × 40)	12,80	3,20	18,47	12HA14	10	15	Ø8
13	(40 × 40)	12,80	3,20	18,47	12HA14	10	15	Ø8
14	(40 × 40)	12,80	3,20	18,47	12HA14	10	15	Ø8

Figure VI.2.3 : Coupe de ferrailage des poteaux 60 × 60 cm².

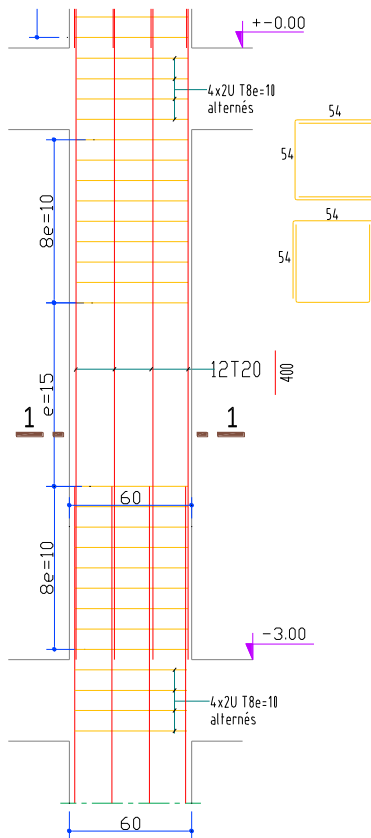


Figure VI.2.4 : Coupe verticale de ferrailage des poteaux 60 × 60 cm².

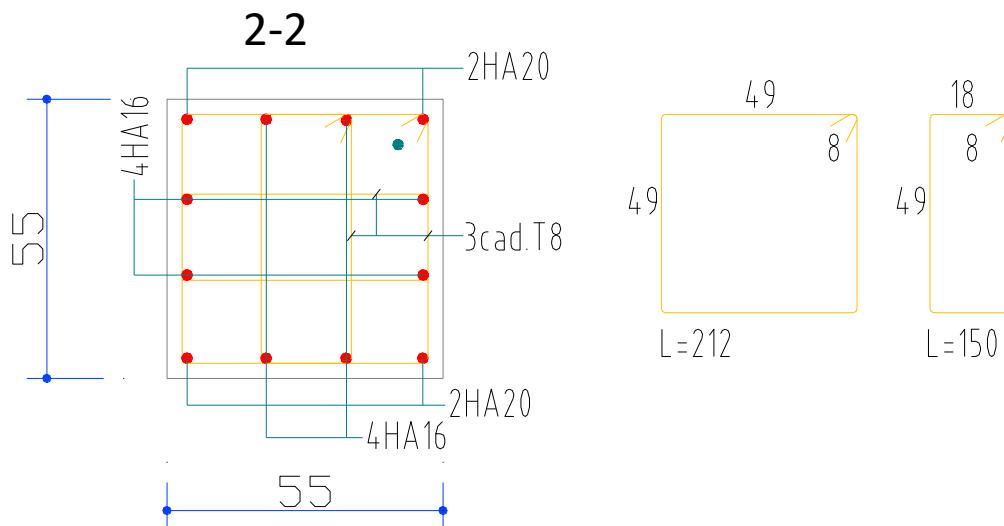


Figure VI.2.5 : Coupe de ferrailage des poteaux 55 × 55 cm².

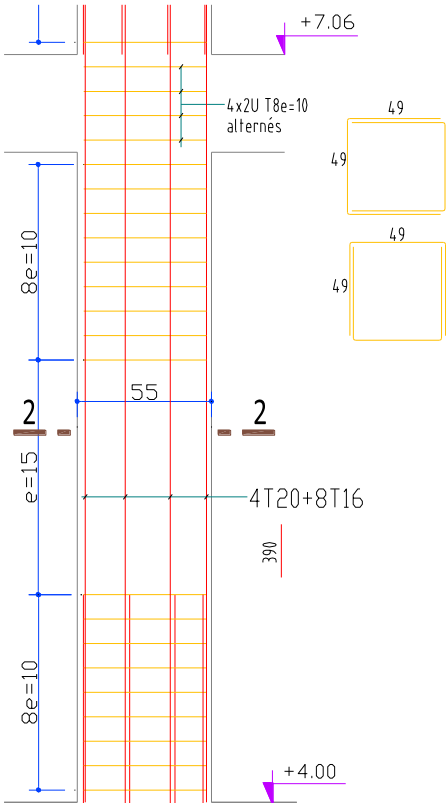


Figure VI.2.6 : Coupe verticale de ferrailage des poteaux 55 x 55 cm².

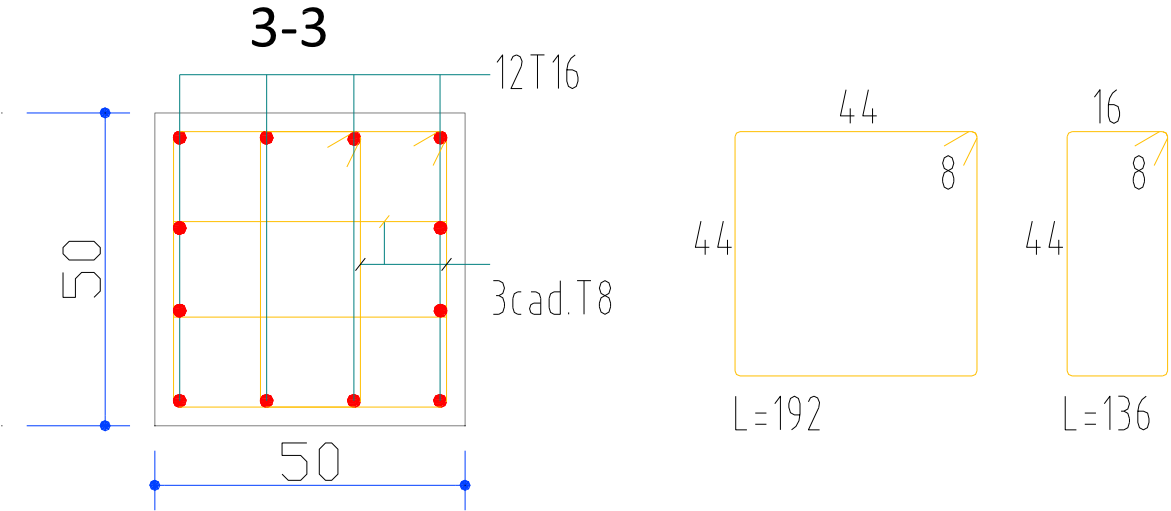


Figure VI.2.7 : Coupe de ferrailage des poteaux 50 x 50 cm².

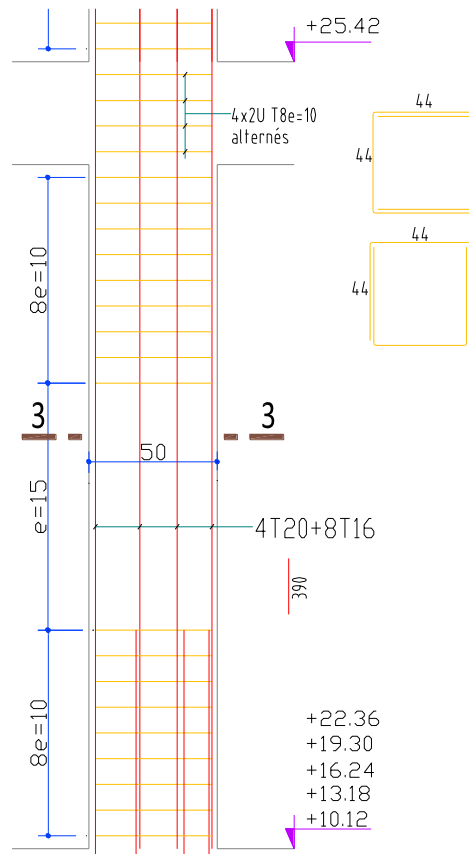


Figure VI.2.8 : Coupe verticale de ferrailage de des poteaux $50 \times 50 \text{ cm}^2$.

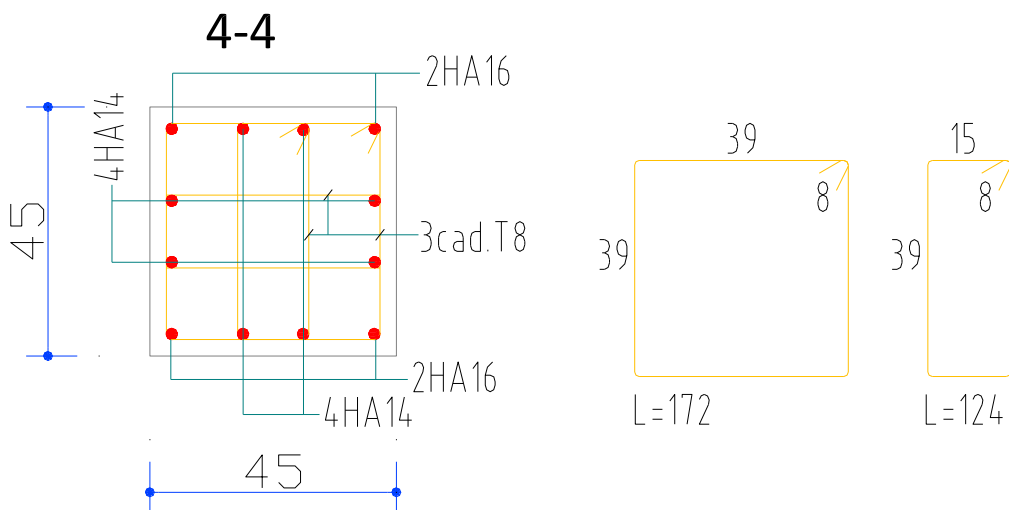


Figure VI.2.9 : Coupe de ferrailage des poteaux $45 \times 45 \text{ cm}^2$.

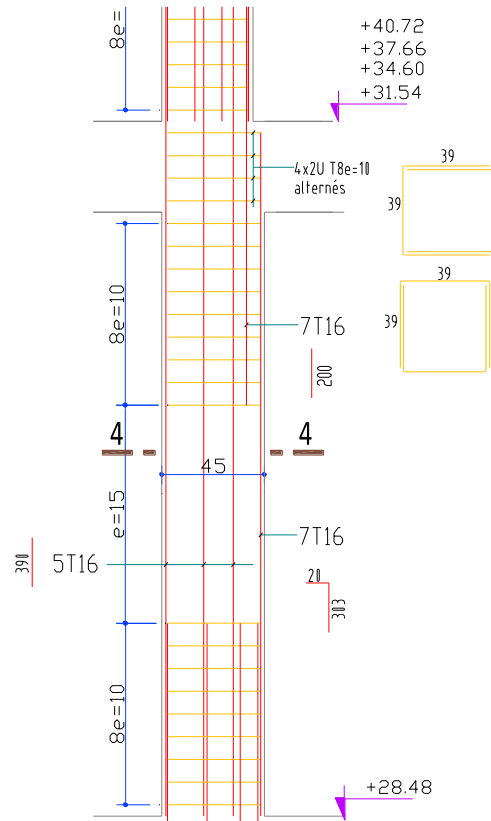


Figure VI.2.10 : Coupe verticale de ferrailage des poteaux $45 \times 45 \text{ cm}^2$.

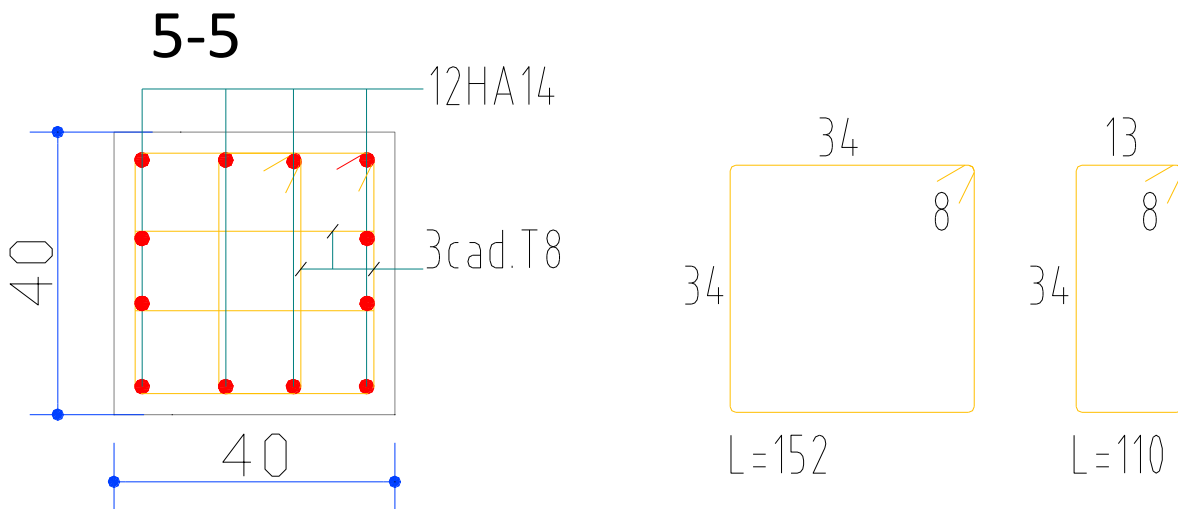


Figure VI.2.11 : Coupe de ferrailage des poteaux $40 \times 40 \text{ cm}^2$.

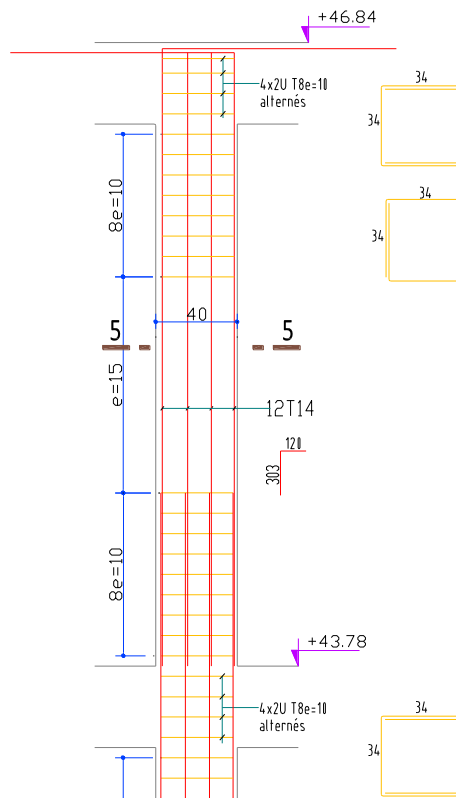


Figure VI.2.12 : Coupe verticale de ferrailage des poteaux $40 \times 40 \text{ cm}^2$.

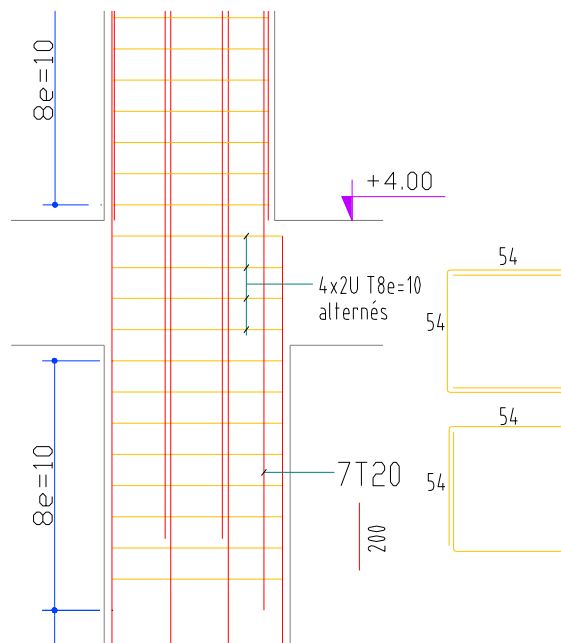


Figure VI.2.13 : Ferrailage de recouvrement des poteaux $60 \times 60 \text{ cm}^2$ avec les poteaux $55 \times 55 \text{ cm}^2$.

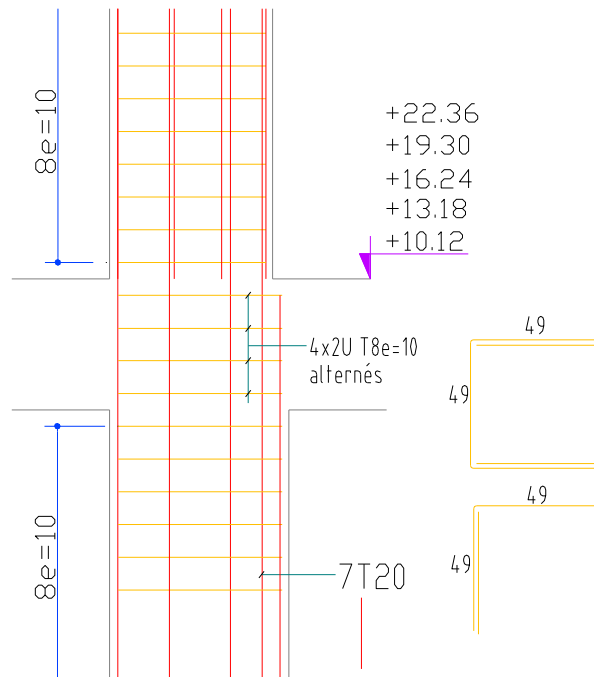


Figure VI.2.14 : Ferrailage de recouvrement des poteaux 55 × 55 cm² avec les poteaux 50 × 50 cm².

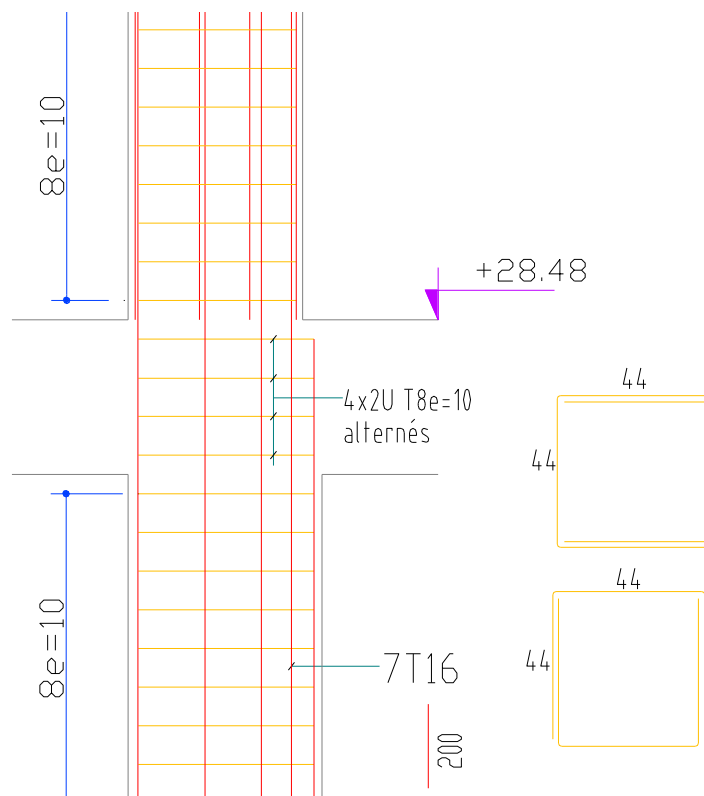


Figure VI.2.15 : Ferrailage de recouvrement des poteaux 50 × 50 cm² avec les poteaux 45 × 45 cm².

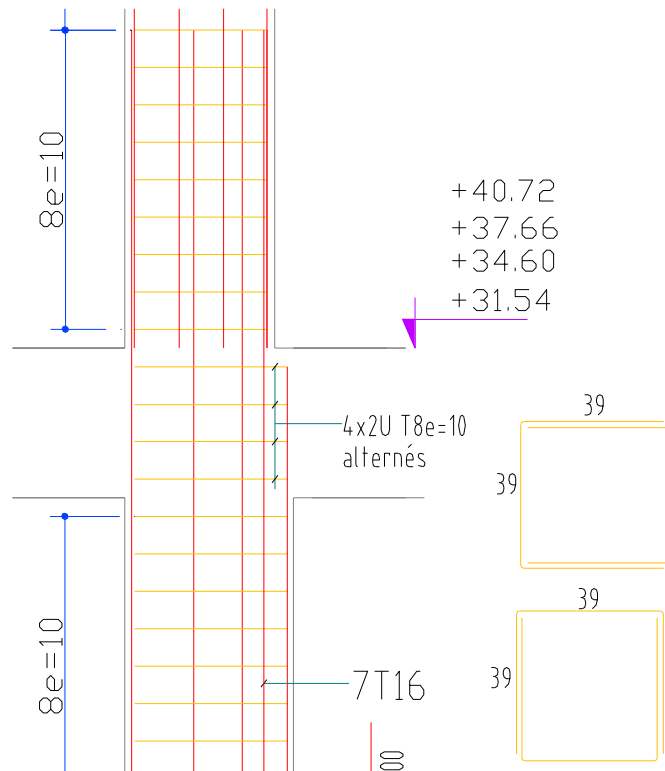


Figure VI.2.16 : Ferrailage de recouvrement des poteaux $45 \times 45 \text{ cm}^2$ avec les poteaux $40 \times 40 \text{ cm}^2$.

VI.3. Etude de ferrailage des poutres

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en **flexion simple** d'après les règlements du **BAEL 91 modifié 99**, on se rapportera aussi au **RPA 99 / version 2003** pour la vérification.

Dans nos poutres il y'a des poutres continues qui ont dépassée **25 mètres** donc selon le **BAEL 91 révisée 99 (Art B.5.1)** il faut entrer le calcul d'effet de température.

Selon le **CBA 93 (Art A.3.1.3.3)** :

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : **+35°C** et **-15**
- Pour les proches et le moyen Sud : **+45°C** et **-20°C**
- Pour l'extrême Sud : **+50°C** et **-30°C**
- Pour notre cas On prend : **+35°C** et **-15°C**

Les combinaisons d'action sont les suivantes :

La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99 :

- $1,35G + 1,5Q$(ELU)
- $1,35G + 1,5T + Q$(ELU)
- $1,35G + 1,5Q + 0,8T$...(ELU)
- $G + Q$ (ELS)
- $G + T + 0,77 Q$(ELS)
- $G + Q + 0,6 T$(ELS)

Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

Pour les poutres dans l'axe X :

- $G + Q \pm Ex$
- $0,8G \pm Ex$

Pour les poutres dans l'axe Y :

- $G + Q \pm Ey$
- $0,8G \pm Ey$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison ELS.

VI.3.1. L'étude des Poutres principales

On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcule le ferrailage de toutes les poutres de chaque étage ensemble.

Tableau VI.3.1 : Exemple de calcul des armatures longitudinales (14^{ème} étage).

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	M _{utmax} (KN. m)	M _{uamax} (KN. m)	M _{stmax} (KN. m)	M _{samax} (KN. m)	M _{tmax} (KN. m)	M _{amax} (KN. m)
30 × 45	29,36	93,87	21,44	68,33	22,84	80,66

✚ Calcul des armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$$h = 0,40 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,36 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$



ELU

• En travée

$$M_{ut} = 29,36 \times 10^6 \text{ N. mm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{29,36 \times 10^6}{300 \times 14,20 \times (360)^2} = 0,053$$

$$\mu_u = 0,053 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,053})$$

$$\alpha = 0,068$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 360 \times (1 - 0,4 \times 0,068)$$

$$Z = 350,19 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{29,36 \times 10^6}{350,19 \times 348} = 240,92 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 2,41 \text{ cm}^2$$

• En appuis

$$M_{uapp} = 93,87 \times 10^6 \text{ N. mm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{93,87 \times 10^6}{300 \times 14,20 \times (360)^2} = 0,170$$

$$\mu_u = 0,170 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,170})$$

$$\alpha = 0,234$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 360 \times (1 - 0,4 \times 0,234)$$

$$Z = 326,23 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{uapp}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{93,87 \times 10^6}{326,23 \times 348} = 826,85 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 8,27 \text{ cm}^2$$

✚ Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{stmin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{stmin} \geq 1,45 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ ACC

• En travée

$$M_{tacc} = 22,84 \times 10^6 \text{ N. mm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tacc}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{22,84 \times 10^6}{300 \times 14,20 \times (360)^2} = 0,041$$

$$\mu_u = 0,041 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041})$$

$$\alpha = 0,053$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 360 \times (1 - 0,4 \times 0,068)$$

$$Z = 352,39 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tacc}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{22,84 \times 10^6}{352,39 \times 348} = 186,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 1,86 \text{ cm}^2$$

• En appuis

$$M_{uapp} = 80,66 \times 10^6 \text{ N. mm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{aacc}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{80,66 \times 10^6}{300 \times 14,20 \times (360)^2} = 0,146$$

$$\mu_u = 0,146 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,146})$$

$$\alpha = 0,198$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 360 \times (1 - 0,4 \times 0,198)$$

$$Z = 331,44 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{aacc}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{80,66 \times 10^6}{326,23 \times 348} = 699,32 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 6,99 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{stmin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{stmin} \geq 1,45 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Finalemment :

$$A_{st} (\text{travée}) = \max (A_{st} \text{ en travée (ELU)} ; A_{st} \text{ en travée (ACC)}) = \max (2,41; 1,86)$$

$$A_{st} = 2,41 \text{ cm}^2$$

On adopte en travée : **3HA14** de section : **4,62 cm²**

$$A_{st} (\text{appuis}) = \max (A_{st} \text{ en travée (ELU)} ; A_{st} \text{ en travée (ACC)}) = \max (8,27; 6,99)$$

$$A_{st} = 8,27 \text{ cm}^2$$

On adopte en appui : **3HA16 + 3HA14** de section : **10,65 cm²**

Condition du RPA 99 / version 2003

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Car on a choisi : **3HA14 + 3HA16 + 3HA14 = 15,27 cm²**

❖ ELS

• En travée

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le **FeE400**, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{29,36}{21,44} = 1,37$$

$$\frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 ; \text{ Avec : } \alpha = 0,124 \text{ (ELU)}$$

Donc $0,124 \leq 0,435 \rightarrow$ Condition vérifiée.

• **En appuis**

$$\gamma = \frac{93,87}{68,33} = 1,37$$

$$\frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 ; \text{ Avec : } \alpha = 0,230 \text{ (ELU)}$$

Donc $0,230 \leq 0,445$ Condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

✚ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{62,27 \times 10^3}{300 \times 360} = 0,58 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations peu nuisibles :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Condition vérifiée.

✚ **Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_l \leq \min (1,14 \text{ cm} ; 1,60 \text{ cm} ; 3 \text{ cm})$$

On prend : $\phi_l = \phi 8 \text{ mm}$

✚ **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le RPA99 / version 2003 (art 7.4.2.2) on a :

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

$S_t \leq \min (10 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} ; 3\text{cm})$ on prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$ on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets a **135°** ayant longueur droite de **10 ϕ_t** minimum.

$10 \phi_t = 10 \times 1,6 = 16 \text{ cm}$; alors on adopte la longueur de 20 cm.

Longueur de la zone nodale : $h' = 2 \times h = 80\text{cm}$ **RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)**

→ $h' = 80\text{cm}$

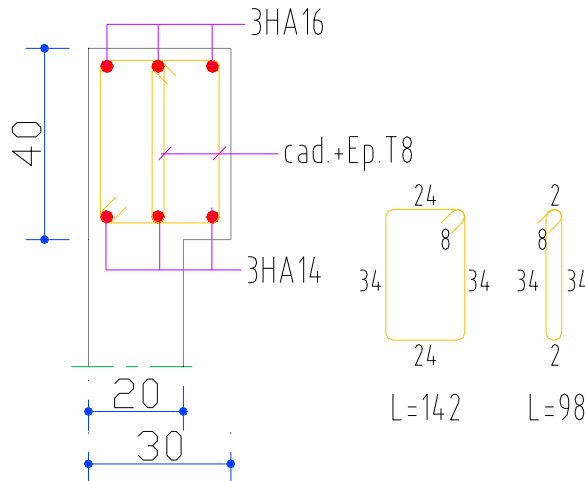


Figure VI.3.1 : Ferrailage des poutres principales au niveau de travée.

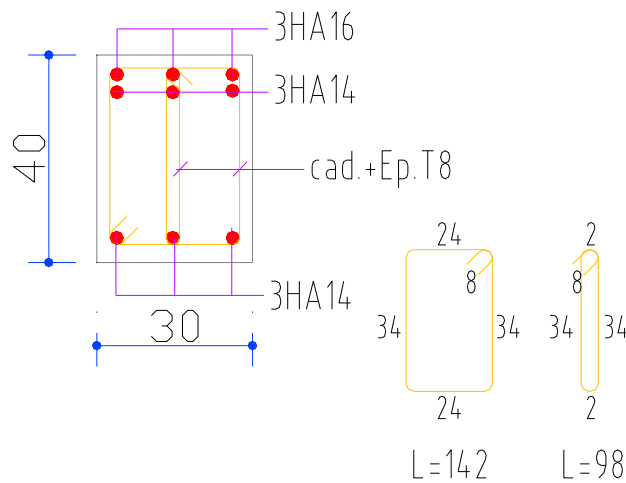


Figure VI.3.2 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appui.

Tableau VI.3.2 : Ferrailage des poutres principales.

Type de poutre	Travée		Appui		A _{st} Choix des armatures	
	A _{cal}	A _{choisi}	A _{cal}	A _{choisi}	Travée	Appuis
14 ^{ème} étage	3,80	4,62	7,90	9,24	3HA14	3HA14+3HA14
13 ^{ème} étage	5,90	6,03	7,90	9,24	3HA16	3HA16+3HA14
12 ^{ème} étage	5,80	6,03	8,2	10,65	3HA16	3HA16+3HA14
11 ^{ème} étage	6,00	9,24	8,50	10,65	3HA14+3HA14	3HA16+3HA14
10 ^{ème} étage	6,00	9,24	8,80	10,65	3HA14+3HA14	3HA16+3HA14
9 ^{ème} étage	6,00	9,24	9,10	10,65	3HA14+3HA14	3HA16+3HA14
8 ^{ème} étage	5,90	9,24	9,2	10,65	3HA14+3HA14	3HA16+3HA14
7 ^{ème} étage	6,10	10,65	9,40	12,06	3HA16+3HA14	3HA16+3HA16
6 ^{ème} étage	6,60	10,65	9,70	12,06	3HA16+3HA14	3HA16+3HA16
5 ^{ème} étage	6,70	10,65	9,70	12,06	3HA16+3HA14	3HA16+3HA16
4 ^{ème} étage	6,30	10,65	9,40	12,06	3HA16+3HA14	3HA16+3HA16
3 ^{ème} étage	5,90	6,03	8,90	10,65	3HA16	3HA16+3HA14
2 ^{ème} étage	5,50	6,03	8,20	10,65	3HA16	3HA16+3HA14
1 ^{er} étage	4,90	6,03	7,10	10,65	3HA16	3HA16+3HA14
RDC	4,00	4,62	6,20	9,24	3HA14	3HA14+3HA14
SS	3,50	4,62	6,10	9,24	3HA14	3HA14+3HA14

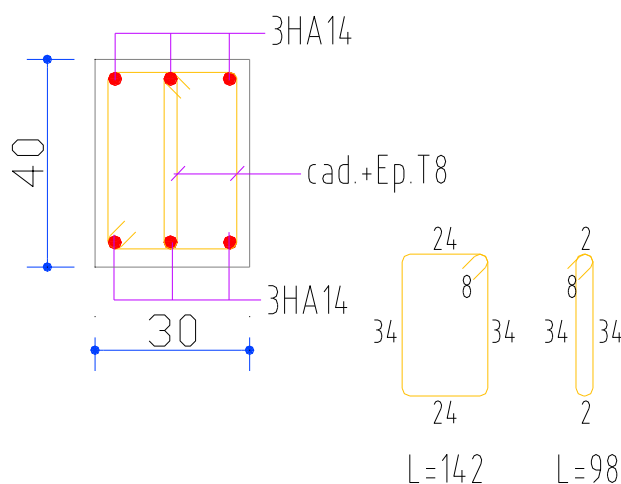


Figure VI.3.3 : Ferrailage des poutres principales au niveau de travée de niveaux sous-sol, RDC et terrasse.

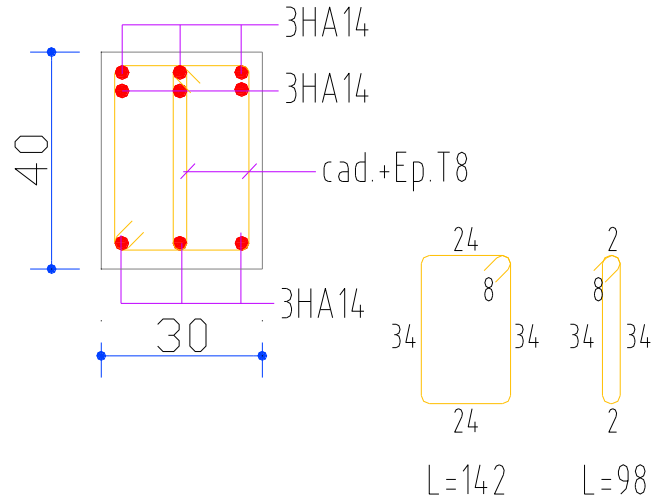


Figure VI.3.4 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appui de niveaux sous-sol, RDC et terrasse.

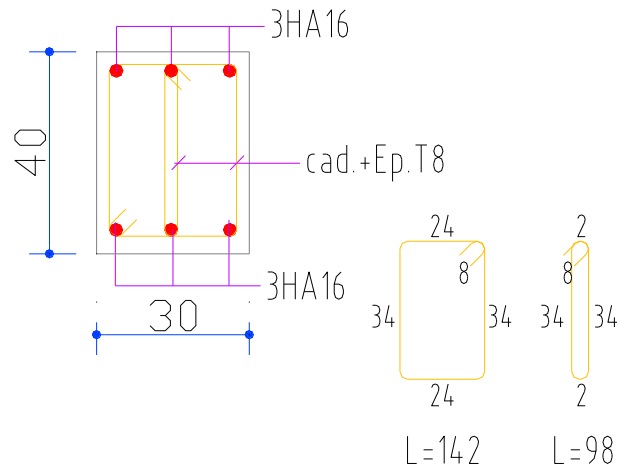


Figure VI.3.5 : Ferrailage des poutres principales au niveau de travée de 1^{er} à 3^{ème} et de 12^{ème} et 13^{ème} étage.

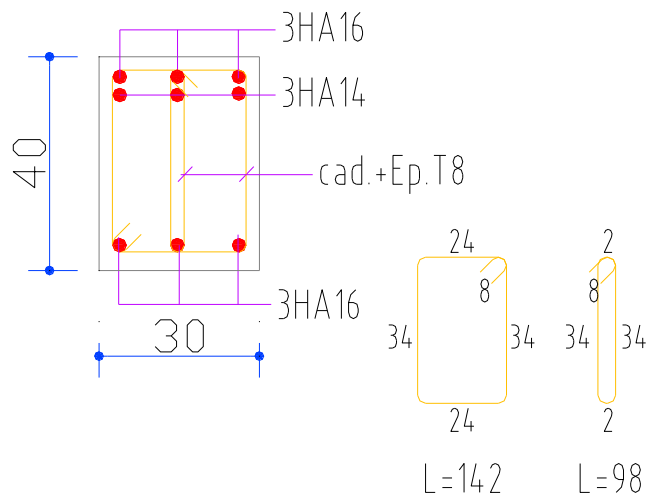


Figure VI.3.6 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis de 1^{er} à 3^{ème} et de 8^{ème} à 13^{ème} étage.

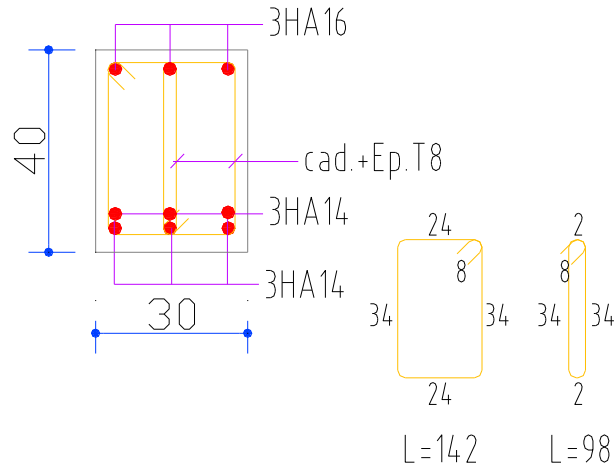


Figure VI.3.7 : Ferrailage des poutres principales au niveau de travée de 8^{ème} et 11^{ème} étage.

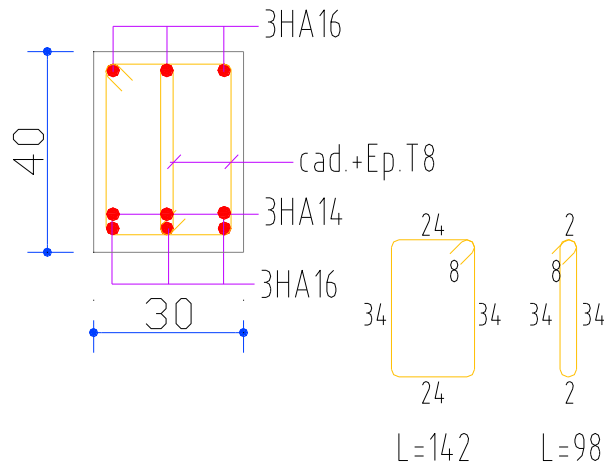


Figure VI.3.8 : Ferrailage des poutres principales au niveau de travée de 4^{ème} et 7^{ème} étage.

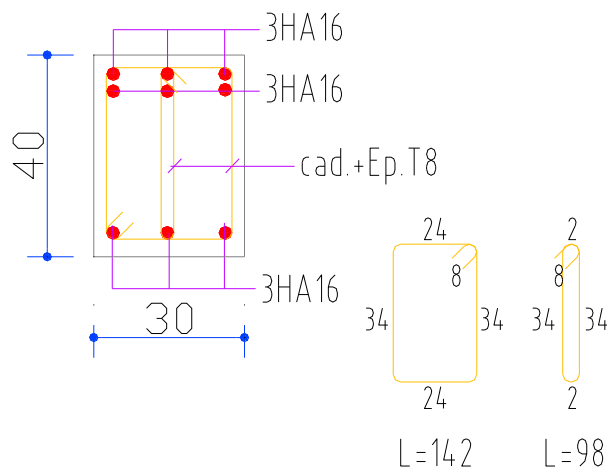


Figure VI.3.9 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appui de 4^{ème} et 7^{ème} étage.

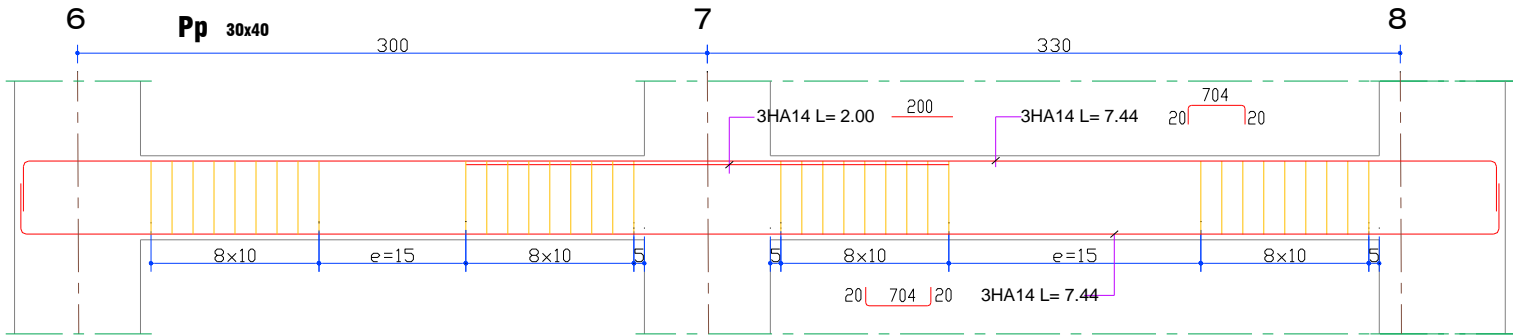


Figure VI.3.10 : Exemple de ferrailage des poutres principales au niveau de portique 1 de niveaux sous-sol, RDC et terrasse.

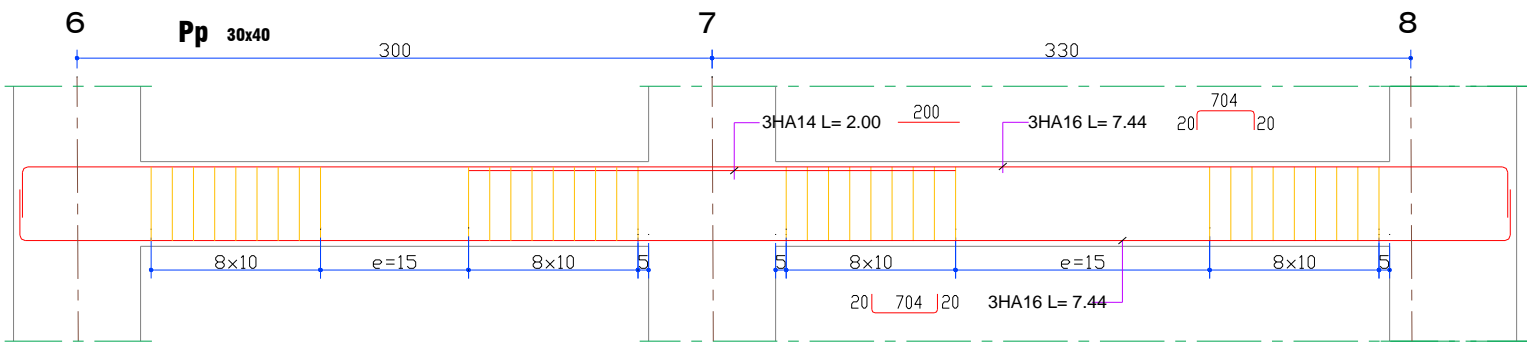


Figure VI.3.11 : Exemple de ferrailage des poutres principales au niveau de portique 1 de 1^{er} à 3^{ème} et de 12^{ème} et 13^{ème} étage.

VI.3.2. L'étude des Poutres secondaires

Les mêmes étapes des calculs faites pour le calcul de ferrailage des poutres secondaires et les résultats réduits dans le tableau suivant :

Tableau VI.3.3 : Ferrailage des poutres secondaires.

Type de poutre	Travée		Appui		A _{st} Choix des armatures	
	A _{cal}	A _{choisi}	A _{cal}	A _{choisi}	Travée	Appuis
14 ^{ème} étage	4,10	4,62	5,50	6,79	3HA14	3HA12+3HA12
13 ^{ème} étage	5,20	6,03	7,00	8,01	3HA16	3HA14+3HA12
12 ^{ème} étage	5,30	6,03	6,80	8,01	3HA16	3HA14+3HA12

11 ^{ème} étage	5,50	6,03	7,00	8,01	3HA16	3HA14+3HA12
10 ^{ème} étage	5,70	6,03	7,30	8,01	3HA16	3HA14+3HA12
9 ^{ème} étage	5,90	6,03	7,40	8,01	3HA16	3HA14+3HA12
8 ^{ème} étage	5,90	6,03	7,50	8,01	3HA16	3HA14+3HA12
7 ^{ème} étage	6,20	6,79	7,70	8,01	3HA12+3HA12	3HA14+3HA12
6 ^{ème} étage	6,50	6,79	7,90	8,01	3HA12+3HA12	3HA14+3HA12
5 ^{ème} étage	6,40	6,79	7,80	8,01	3HA12+3HA12	3HA14+3HA12
4 ^{ème} étage	6,20	6,79	7,50	8,01	3HA12+3HA12	3HA14+3HA12
3 ^{ème} étage	5,90	6,03	7,00	8,01	3HA16	3HA14+3HA12
2 ^{ème} étage	5,30	6,03	6,40	6,79	3HA16	3HA14+3HA12
1 ^{er} étage	4,90	6,03	5,60	6,79	3HA16	3HA14+3HA12
RDC	3,40	4,62	4,80	6,79	3HA14	3HA12+3HA12
SS	1,80	3,39	3,70	6,79	3HA12	3HA12+3HA12

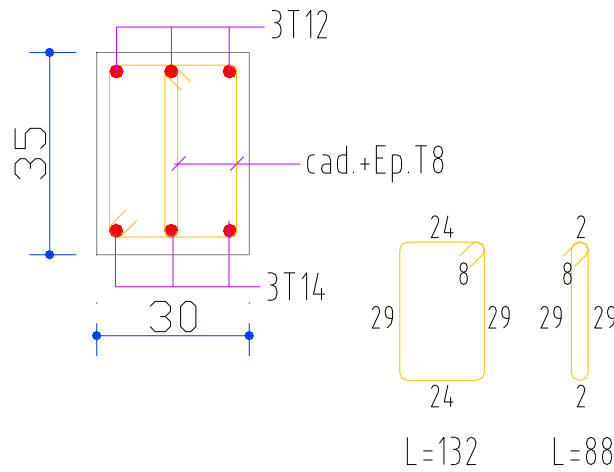


Figure VI.3.12 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau de travée de niveaux RDC et terrasse.

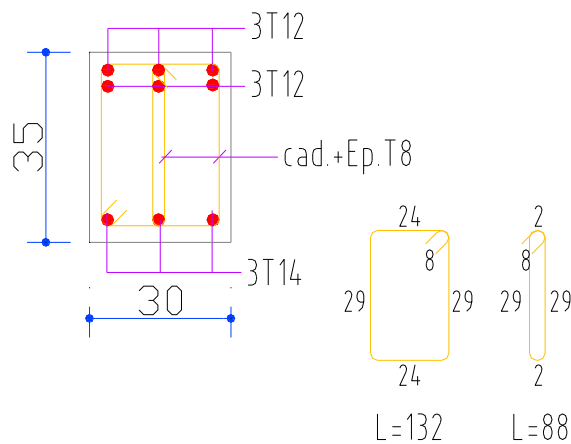


Figure VI.3.13 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appui de niveaux RDC et terrasse.

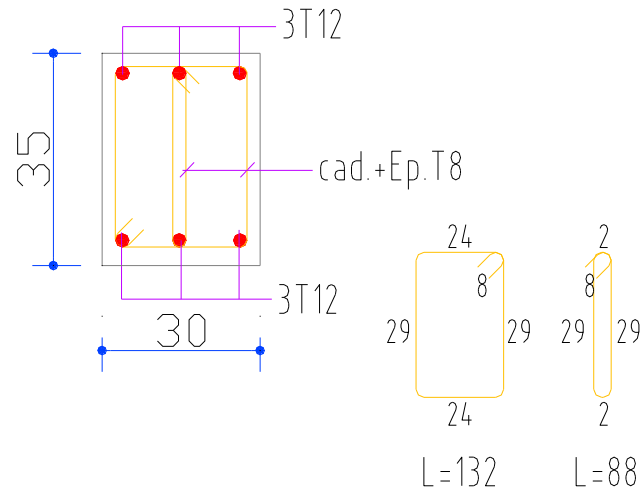


Figure VI.3.14 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau de travée de niveaux sous-sol.

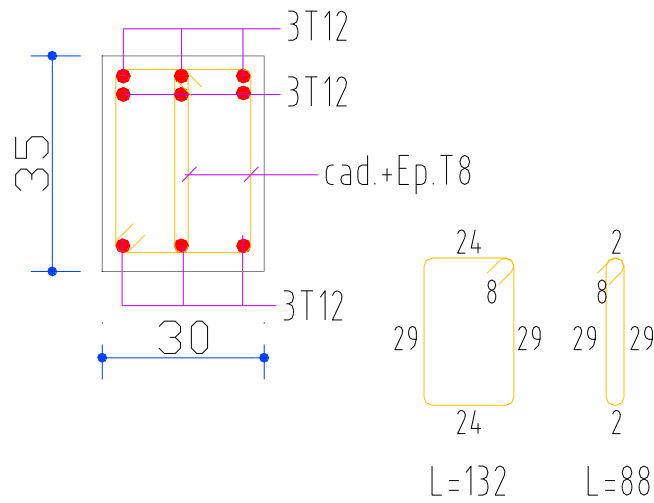


Figure VI.3.15 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appui de niveaux sous-sol.

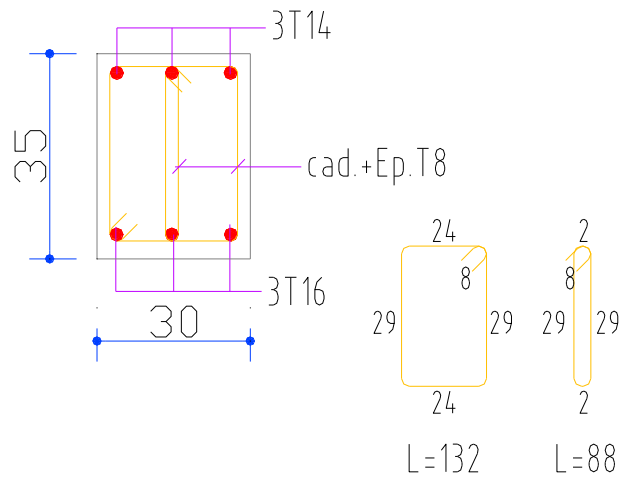


Figure VI.3.16 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau de travée de 1^{er} à 3^{ème} et de 8^{ème} à 13^{ème} étage.

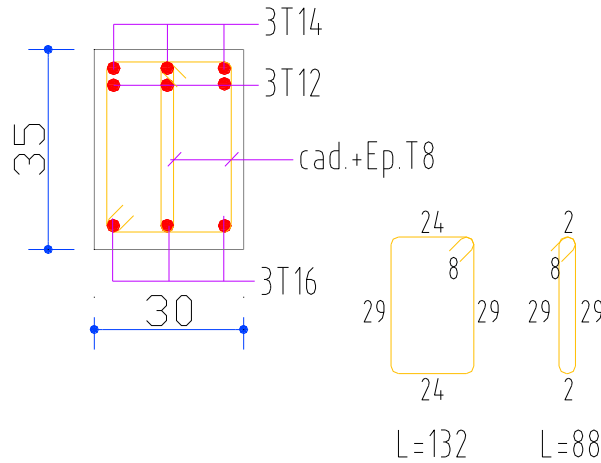


Figure VI.3.17 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appui de 1^{er} à 3^{ème} et de 8^{ème} à 13^{ème} étage.

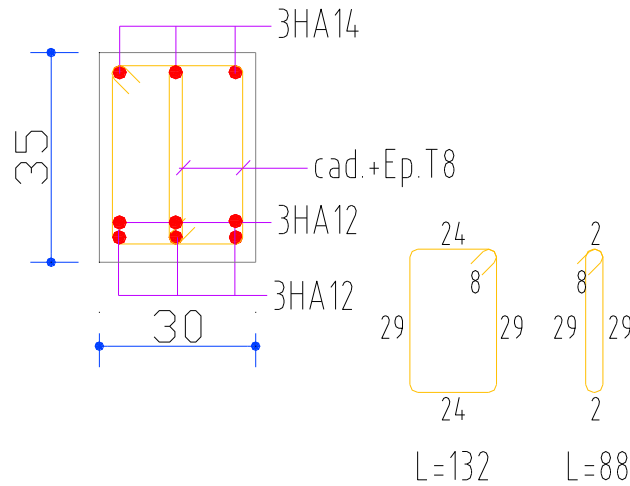


Figure VI.3.18 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau de travée de 4^{ème} à 7^{ème} étage.

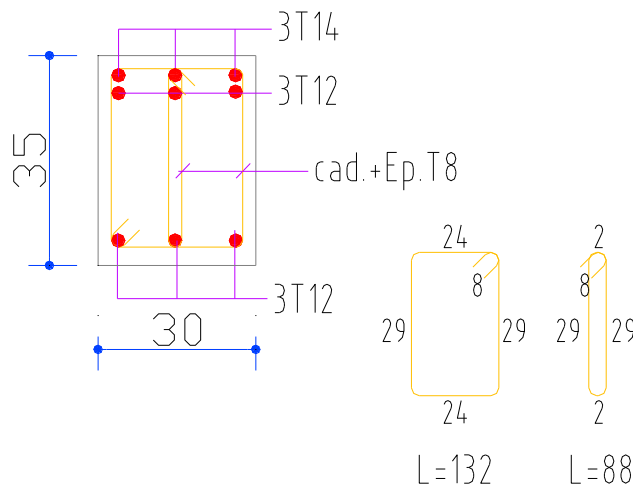


Figure VI.3.19 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appui de 4^{ème} à 7^{ème} étage.

VI.4. Etude de ferrailage des voiles

VI.4.1. Introduction

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encadrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrillages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales et d'armatures transversales.

VI.4.2. Rôle de contreventement

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont les sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

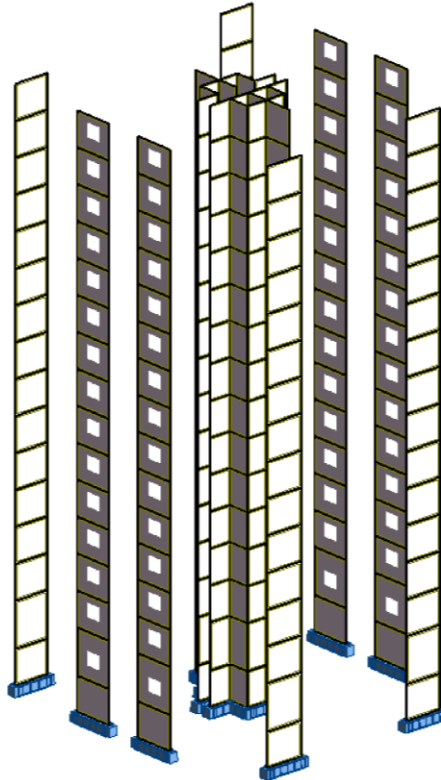


Figure VI.4.1 : Les voiles.

VI.4.3. Aciers Verticaux

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci-dessous :

- ✚ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- ✚ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✚ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- ✚ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munis de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

VI.4.4. Aciers Horizontaux

- ✚ Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- ✚ Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

VI.4.5. Règles Communes (selon le RPA)

- ✚ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 \times e \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

- ✚ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- ✚ Le diamètre Φ_t des épingles est :
 - $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ Lorsque $\Phi_v \leq 20 \text{ mm}$.
 - $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ Lorsque $\Phi_v > 20 \text{ mm}$.
- ✚ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

✚ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à 40Φ

VI.4.6. Combinaisons

Selon les règlements parasismiques algériennes (RPA 99 / version 2003) les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$\text{ACC} : G + Q \pm E \text{ et } 0,8G \pm E$$

Tableau VI.4.1 : Les résultat des voiles longitudinales.

Etage		Sous-sol	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème} à 4 ^{ème}	5 ^{ème} à 7 ^{ème}	8 ^{ème} à 10 ^{ème}	11 ^{ème} à 14 ^{ème}
Voile longitudinal V_{L1}								
ACC	M _{zmax}	1914,16	1554,35	1046,52	872,52	435,42	371,91	329,28
	N _{corr}	-1238,27	-1160,90	-1067,21	-1047,17	-894,06	-749,29	-456,40
ELU	N _{min}	-3106,96	-2955,42	-2761,90	-2741,59	-2385,56	-1976,83	-1211,69
	M _{zcorr}	13,49	6,28	0,92	4,34	7,57	5,76	2,05
ACC	T	228,86	409,92	364,87	279,57	92,58	58,61	37,13
Voiles longitudinal V_{L2}								
ACC	M _{zmax}	349,24	262,03	198,85	170,54	103,41	72,50	53,17
	N _{corr}	142,40	-36,79	-180,70	-228,66	-313,86	-256,91	-135,98
ELU	N _{min}	-1644,39	-1543,19	-1431,98	-1351,34	-1091,49	-807,95	-500,50
	M _{zcorr}	24,79	18,08	15,93	13,16	17,41	21,34	25,08
ACC	T	286,43	514,58	489,58	456,50	359,65	283,78	176,98
Voiles longitudinal V_{L3}								
ACC	M _{zmax}	571,64	363,13	277,99	258,16	187,95	144,90	89,43
	N _{corr}	1931,99	1593,06	1126,00	847,12	257,73	67,95	90,94
ELU	N _{min}	-1789,80	-1659,94	-1548,39	-1459,54	-1168,95	-856,99	-518,17
	M _{zcorr}	13,58	20,05	19,04	15,71	27,65	36,51	48,24
ACC	T	230,67	195,24	178,82	172,13	141,18	112,06	63,53
Voiles longitudinal V_{L4}								
ACC	M _{zmax}	585,81	367,32	307,17	254,38	181,35	137,30	85,31
	N _{corr}	2062,07	1659,13	1106,88	818,56	253,23	90,30	123,38
ELU	N _{min}	-1862,44	-1675,35	-1544,11	-1463,59	-1159,94	-830,89	-477,59
	M _{zmax}	29,20	9,12	7,38	3,68	17,24	28,51	42,89
ACC	T	295,45	376,79	265,46	229,58	171,95	128,29	67,56
Voiles longitudinal V_{L5}								
ACC	M _{zmax}	349,68	262,46	198,04	165,31	100,73	70,93	52,95
	N _{corr}	148,89	-32,50	-175,67	-235,62	-307,88	-241,48	-111,13
ELU	N _{min}	-1663,64	-1554,31	-1436,91	-1354,44	-1081,86	-784,95	-460,58
	M _{zmax}	19,53	15,16	12,81	11,07	15,70	19,77	24,20

ACC	T	228,81	402,85	359,85	321,60	243,97	192,65	126,53
Voiles longitudinal V_{L6}								
ACC	M_{zmax}	1797,02	1487,12	1043,20	881,18	449,79	351,87	288,96
	N_{corr}	-920,01	-838,72	-757,09	-717,90	-642,10	-541,72	-330,50
ELU	N_{min}	-2426,74	-2259,88	-2083,96	-2021,66	-1786,14	-1460,35	-877,14
	M_{zmax}	17,82	12,51	4,20	3,18	1,81	7,18	16,87
ACC	T	218,00	361,48	308,40	252,56	116,51	77,76	41,10

Tableau VI.4.2 : Ferrailage du voile longitudinal V_{L1} .

Etage	Section (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	$A_{calculer}$ (cm ²)	Ferrailage longitudinal			
				Section cm ²	A_u	Section cm ²	A'_u
SS	60 × 60	8,10	44,80	46,24	23HA16	46,24	23HA16
RDC	60 × 60	8,10	42,60	46,24	23HA16	46,24	23HA16
1 ^{er} étage	60 × 60	8,10	39,70	46,24	23HA16	46,24	23HA16
2 ^{ème} étage	55 × 55	8,25	39,50	40,21	20HA16	40,21	20HA16
3 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	39,50	40,21	20HA16	40,21	20HA16
4 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	39,50	40,21	20HA16	40,21	20HA16
5 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	34,40	36,19	18HA16	36,19	18HA16
6 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	34,40	36,19	18HA16	36,19	18HA16
7 ^{ème} étage	45 × 45	8,55	34,40	36,19	18HA16	36,19	18HA16
8 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	28,50	29,25	19HA14	29,25	19HA14
9 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	28,50	29,25	19HA14	29,25	19HA14
10 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	28,50	29,25	19HA14	29,25	19HA14
11 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	17,40	18,10	16HA12	18,10	16HA12
12 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	17,40	18,10	16HA12	18,10	16HA12
13 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	17,40	18,10	16HA12	18,10	16HA12
14 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	17,40	18,10	16HA12	18,10	16HA12

Tableau VI.4.3 : Ferrailage du voile longitudinal V_{L2} .

Etage	Section (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	$A_{calculer}$ (cm ²)	Ferrailage longitudinal			
				Section cm ²	A_u	Section cm ²	A'_u
SS	60 × 60	8,10	23,90	24,63	16HA14	24,63	16HA14
RDC	60 × 60	8,10	22,40	23,09	15HA14	23,09	15HA14
1 ^{er} étage	60 × 60	8,10	20,80	21,55	14HA14	21,55	14HA14
2 ^{ème} étage	55 × 55	8,25	19,60	20,01	13HA14	20,01	13HA14
3 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	19,60	20,01	13HA14	20,01	13HA14
4 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	19,60	20,01	13HA14	20,01	13HA14
5 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	15,90	16,96	15HA12	16,96	15HA12
6 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	15,90	16,96	15HA12	16,96	15HA12

7 ^{ème} étage	45 × 45	8,55	15,90	46,18	15HA12	16,96	15HA12
8 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,00	12,57	16HA10	12,57	16HA10
9 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,00	12,57	16HA10	12,57	16HA10
10 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,00	12,57	16HA10	12,57	16HA10
11 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,00	12,57	16HA10	12,57	16HA10
12 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,00	12,57	16HA10	12,57	16HA10
13 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,00	12,57	16HA10	12,57	16HA10
14 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,00	12,57	16HA10	12,57	16HA10

Tableau VI.4.4 : Ferrailage du voile longitudinal V_{L3} .

Etage	Section (cm ²)	$A_{\min RPA}$ (cm ²)	A_{calculer} (cm ²)	Ferrailage longitudinal			
				Section cm ²	A_u	Section cm ²	A'_u
SS	60 × 60	8,10	25,90	26,17	17HA14	26,17	17HA14
RDC	60 × 60	8,10	24,20	24,63	16HA14	24,63	16HA14
1 ^{er} étage	60 × 60	8,10	22,50	23,09	15HA14	23,09	15HA14
2 ^{ème} étage	55 × 55	8,25	21,20	21,55	14HA14	21,55	14HA14
3 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	21,20	21,55	14HA14	21,55	14HA14
4 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	21,20	21,55	14HA14	21,55	14HA14
5 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	17,20	18,10	16HA12	18,10	16HA12
6 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	17,20	18,10	16HA12	18,10	16HA12
7 ^{ème} étage	45 × 45	8,55	17,20	18,10	16HA12	18,10	16HA12
8 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,80	14,70	13HA12	14,70	13HA12
9 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,80	14,70	13HA12	14,70	13HA12
10 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,80	14,70	13HA12	14,70	13HA12
11 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	9,20	9,42	12HA10	9,42	12HA10
12 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	9,20	9,42	12HA10	9,42	12HA10
13 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	9,20	9,42	12HA10	9,42	12HA10
14 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	9,20	9,42	12HA10	9,42	12HA10

Tableau VI.4.5 : Ferrailage du voile longitudinal V_{L4} .

Etage	Section (cm ²)	$A_{\min RPA}$ (cm ²)	A_{calculer} (cm ²)	Ferrailage longitudinal			
				Section cm ²	A_u	Section cm ²	A'_u
SS	60 × 60	8,10	27,10	27,71	18HA14	27,71	18HA14
RDC	60 × 60	8,10	24,20	24,63	16HA14	24,63	16HA14
1 ^{er} étage	60 × 60	8,10	22,30	23,09	15HA14	23,09	15HA14
2 ^{ème} étage	55 × 55	8,25	21,10	21,55	14HA14	21,55	14HA14
3 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	21,10	21,55	14HA14	21,55	14HA14
4 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	21,10	21,55	14HA14	21,55	14HA14
5 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	16,10	16,96	15HA12	16,96	15HA12

6 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	16,10	16,96	15HA12	16,96	15HA12
7 ^{ème} étage	45 × 45	8,55	16,10	16,96	15HA12	16,96	15HA12
8 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,20	12,57	16HA10	12,57	16HA10
9 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,20	12,57	16HA10	12,57	16HA10
10 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,20	12,57	16HA10	12,57	16HA10
11 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,00	12,57	16HA10	12,57	16HA10
12 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,00	12,57	16HA10	12,57	16HA10
13 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,00	12,57	16HA10	12,57	16HA10
14 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,00	12,57	16HA10	12,57	16HA10

Tableau VI.4.6 : Ferrailage du voile longitudinal V_{L5} .

Etage	Section (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{calculer} (cm ²)	Ferrailage longitudinal			
				Section cm ²	A _u	Section cm ²	A' _u
SS	60 × 60	8,10	24,20	24,63	16HA14	24,63	16HA14
RDC	60 × 60	8,10	22,60	23,09	15HA14	23,09	15HA14
1 ^{er} étage	60 × 60	8,10	20,80	21,55	14HA14	21,55	14HA14
2 ^{ème} étage	55 × 55	8,25	19,60	20,01	13HA14	20,01	13HA14
3 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	19,60	20,01	13HA14	20,01	13HA14
4 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	19,60	20,01	13HA14	20,01	13HA14
5 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	15,80	16,96	15HA12	16,96	15HA12
6 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	15,80	16,96	15HA12	16,96	15HA12
7 ^{ème} étage	45 × 45	8,55	15,80	16,96	15HA12	16,96	15HA12
8 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	11,60	11,78	15HA10	11,78	15HA10
9 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	11,60	11,78	15HA10	11,78	15HA10
10 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	11,60	11,78	15HA10	11,78	15HA10
11 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	9,20	9,42	12HA10	9,42	12HA10
12 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	9,20	9,42	12HA10	9,42	12HA10
13 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	9,20	9,42	12HA10	9,42	12HA10
14 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	9,20	9,42	12HA10	9,42	12HA10

Tableau VI.4.7 : Ferrailage du voile longitudinal V_{L6} .

Etage	Section (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{calculer} (cm ²)	Ferrailage longitudinal			
				Section cm ²	A _u	Section cm ²	A' _u
SS	60 × 60	8,10	35,10	38,20	19HA16	38,20	19HA16
RDC	60 × 60	8,10	32,60	38,20	19HA16	38,20	19HA16
1 ^{er} étage	60 × 60	8,10	30,00	38,20	19HA16	38,20	19HA16
2 ^{ème} étage	55 × 55	8,25	29,10	29,25	19HA14	29,25	19HA14
3 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	29,10	29,25	19HA14	29,25	19HA14
4 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	29,10	29,25	19HA14	29,25	19HA14

5 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	25,70	29,25	19HA14	29,25	19HA14
6 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	25,70	29,25	19HA14	29,25	19HA14
7 ^{ème} étage	45 × 45	8,55	25,70	29,25	19HA14	29,25	19HA14
8 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	21,10	23,75	21HA12	23,75	21HA12
9 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	21,10	23,75	21HA12	23,75	21HA12
10 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	21,10	23,75	21HA12	23,75	21HA12
11 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	14,80	16,49	21HA10	16,49	21HA10
12 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	14,80	16,49	21HA10	16,49	21HA10
13 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	14,80	16,49	21HA10	16,49	21HA10
14 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	14,80	16,49	21HA10	16,49	21HA10

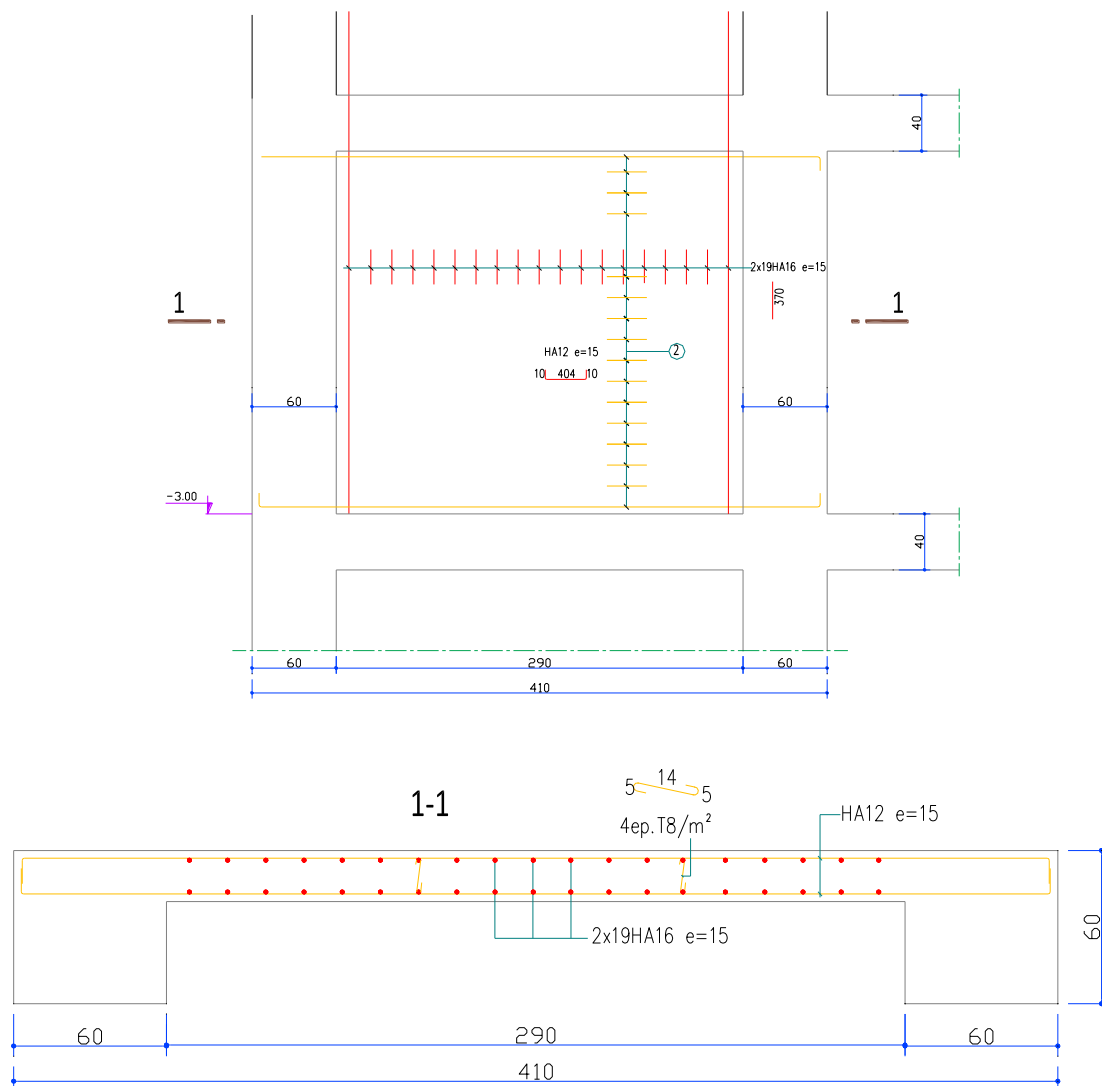


Figure VI.4.2 : Ferrailage du voile V_{L6} de niveau sous-sol, RDC et 1^{er} étage.

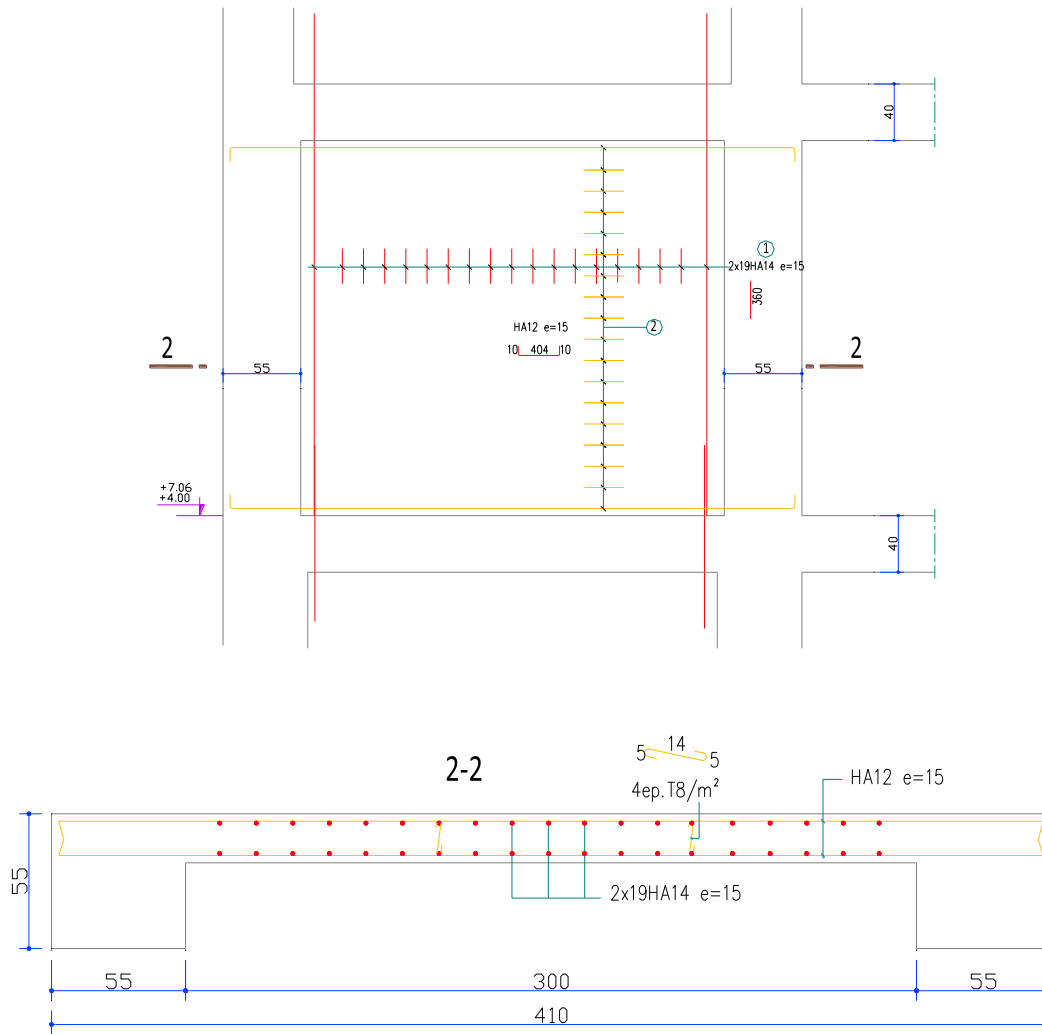
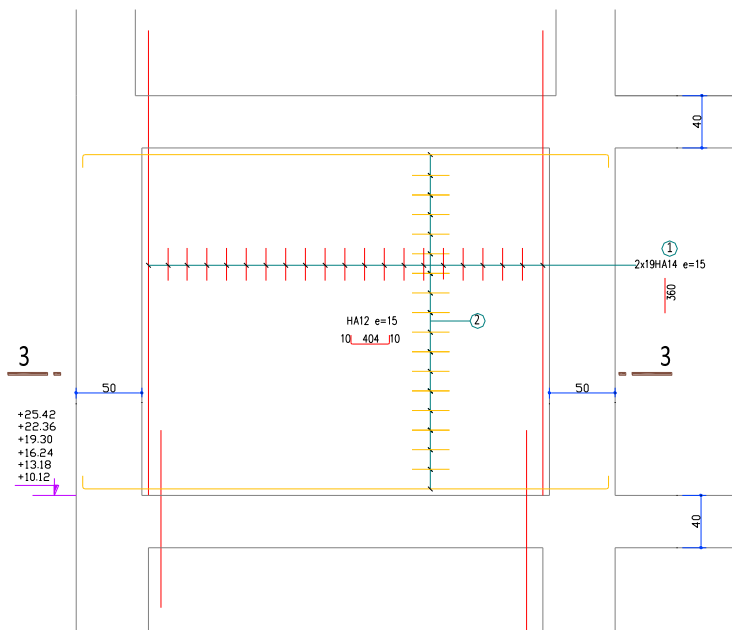


Figure VI.4.3 : Ferrailage du voile V_{L6} de 2^{ème} étage.



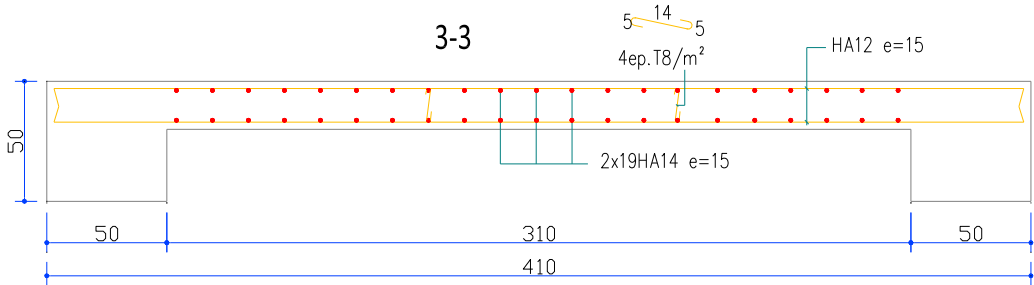


Figure VI.4.4 : Ferrailage du voile V_{L6} de 3^{ème} à 6^{ème} étage.

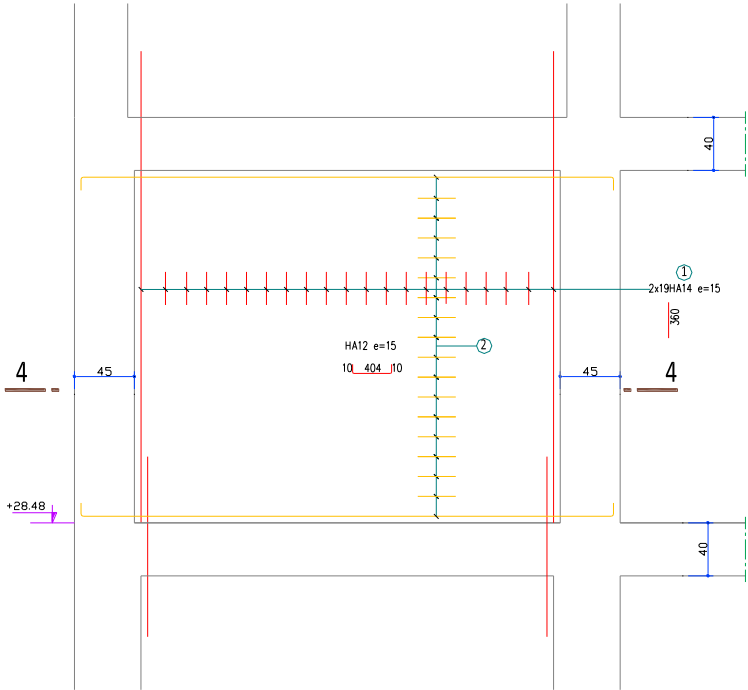


Figure VI.4.5 : Ferrailage du voile V_{L6} de 7^{ème} étage.

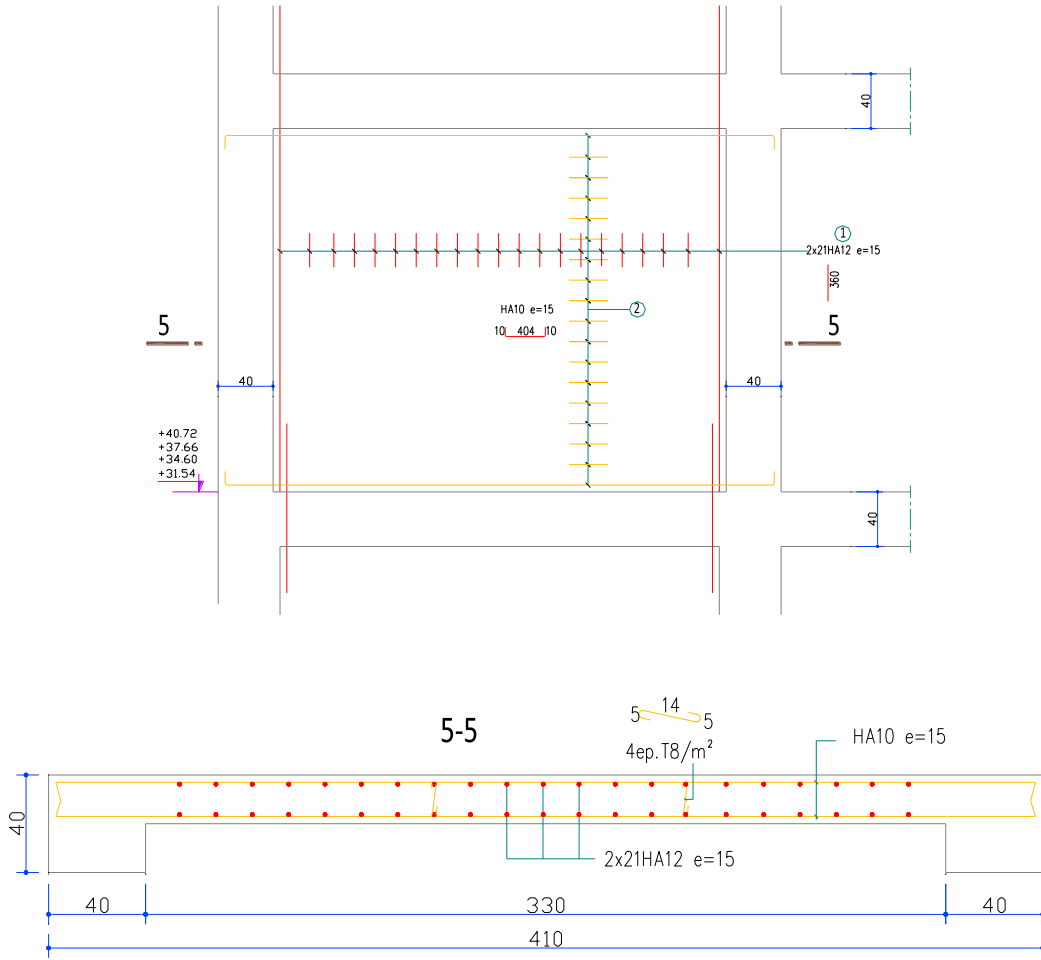
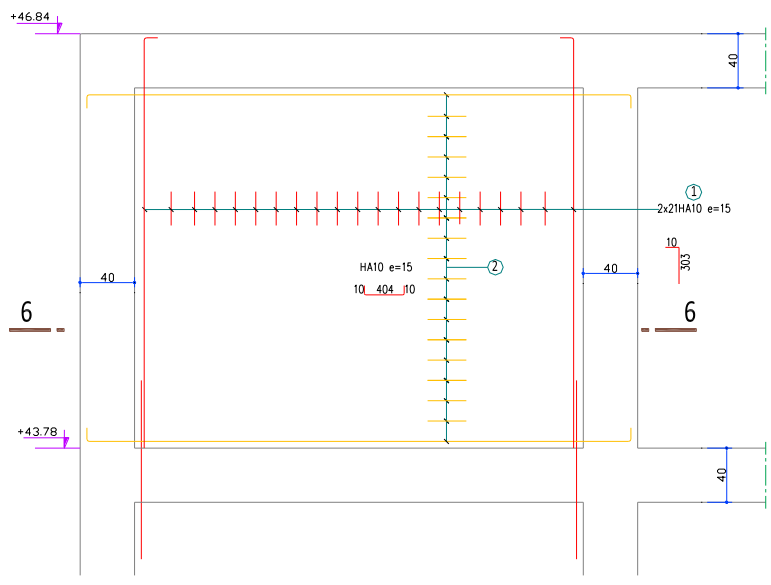


Figure VI.4.6 : Ferrailage du voile VL6 de 8^{ème} à 10^{ème} étage.



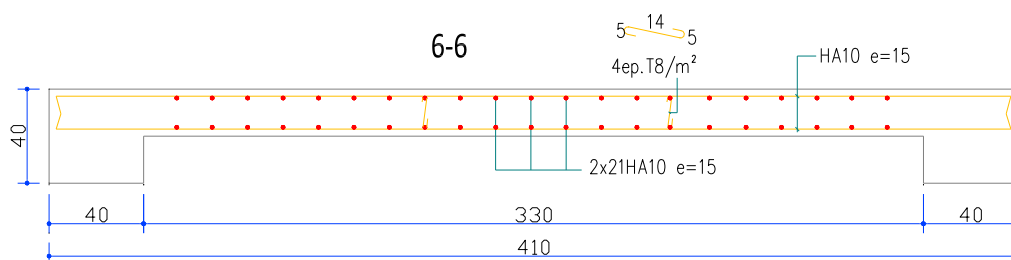


Figure VI.4.7 : Ferrailage du voile V_{L6} de 11^{ème} à 14^{ème} étage.

Tableau VI.4.8 : Les résultat des voiles transversales.

Etage		Sous-sol	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème} à 4 ^{ème}	5 ^{ème} à 7 ^{ème}	8 ^{ème} à 10 ^{ème}	11 ^{ème} à 14 ^{ème}
Voile longitudinal $V_{T1 ; T5}$								
ACC	M_{zmax}	2058,26	1467,93	983,76	898,10	405,17	387,98	389,72
	N_{corr}	-849,02	-665,18	-626,59	-622,81	-615,09	-531,97	-460,72
ELU	N_{min}	-3042,98	-2629,22	-2399,10	-2366,79	-2112,85	-1336,27	-1082,05
	M_{zcorr}	36,05	90,12	-41,93	-42,07	-46,01	-8,74	-0,92
ACC	T	321,68	524,99	448,88	419,54	286,78	214,50	184,76
Voiles longitudinal $V_{T2 ; T4}$								
ACC	M_{zmax}	443,87	298,09	192,08	157,71	89,22	74,83	73,70
	N_{corr}	-772,54	-684,22	-566,72	-496,18	-326,10	-142,10	-107,35
ELU	N_{min}	-1741,89	-1634,24	-1509,33	-1424,48	-1134,24	-596,63	-480,16
	M_{zcorr}	13,75	18,40	15,52	11,05	14,84	21,74	23,12
ACC	T	221,58	227,63	171,22	147,61	104,87	52,13	41,83
Voiles longitudinal V_{T3}								
ACC	M_{zmax}	770,11	604,66	438,14	368,36	175,97	152,16	150,94
	N_{corr}	1384,84	1337,93	890,84	664,82	118,60	15,07	71,38
ELU	N_{min}	-2320,95	-2182,00	-1966,30	-1885,38	-1511,71	-810,21	-651,54
	M_{zcorr}	48,33	16,80	24,50	4,07	15,11	19,96	21,96
ACC	T	270,31	605,56	586,47	526,22	325,02	151,42	140,01

Tableau VI.4.9 : Ferrailage du voile transversal $V_{T1 ; T5}$.

Etage	Section (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	$A_{calculer}$ (cm ²)	Ferrailage longitudinal			
				Section cm ²	A_u	Section cm ²	A'_u
SS	60 × 60	8,10	44,00	44,2	22HA16	44,2	22HA16
RDC	60 × 60	8,10	38,50	40,2	20HA16	40,2	20HA16
1 ^{er} étage	60 × 60	8,10	34,80	36,1	18HA16	36,1	18HA16
2 ^{ème} étage	55 × 55	8,25	34,40	36,1	18HA16	36,1	18HA16
3 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	34,40	36,1	18HA16	36,1	18HA16

4 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	34,40	36,1	18HA16	36,1	18HA16
5 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	30,80	32,1	16HA16	32,1	16HA16
6 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	30,80	32,1	16HA16	32,1	16HA16
7 ^{ème} étage	45 × 45	8,55	30,80	32,1	16HA16	32,1	16HA16
8 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	19,30	21,5	14HA14	21,5	14HA14
9 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	19,30	21,5	14HA14	21,5	14HA14
10 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	19,30	21,5	14HA14	21,5	14HA14
11 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	15,60	16,9	15HA12	16,9	15HA12
12 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	15,60	16,9	15HA12	16,9	15HA12
13 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	15,60	16,9	15HA12	16,9	15HA12
14 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	15,60	16,9	15HA12	16,9	15HA12

Tableau VI.4.10 : Ferrailage du voile transversal V_{T2} ; T_4 .

Etage	Section (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	$A_{calculer}$ (cm ²)	Ferrailage longitudinal			
				Section cm ²	A_u	Section cm ²	A'_u
SS	60 × 60	8,10	25,30	26,1	17HA14	26,1	17HA14
RDC	60 × 60	8,10	23,80	24,6	16HA14	24,6	16HA14
1 ^{er} étage	60 × 60	8,10	21,90	23,0	15HA14	23,0	15HA14
2 ^{ème} étage	55 × 55	8,25	20,60	21,5	14HA14	21,5	14HA14
3 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	20,60	21,5	14HA14	21,5	14HA14
4 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	20,60	21,5	14HA14	21,5	14HA14
5 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	16,50	18,1	16HA12	18,1	16HA12
6 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	16,50	18,1	16HA12	18,1	16HA12
7 ^{ème} étage	45 × 45	8,55	16,50	18,1	16HA12	18,1	16HA12
8 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	9,20	10,2	13HA10	10,2	13HA10
9 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	9,20	10,2	13HA10	10,2	13HA10
10 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	9,20	10,2	13HA10	10,2	13HA10
11 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	9,20	10,2	13HA10	10,2	13HA10
12 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	9,20	10,2	13HA10	10,2	13HA10
13 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	9,20	10,2	13HA10	10,2	13HA10
14 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	9,20	10,2	13HA10	10,2	13HA10

Tableau VI.4.11 : Ferrailage du voile transversal V_{T3} .

Etage	Section (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	$A_{calculer}$ (cm ²)	Ferrailage longitudinal			
				Section cm ²	A_u	Section cm ²	A'_u
SS	60 × 60	8,10	33,90	34,18	17HA16	34,18	17HA16
RDC	60 × 60	8,10	31,60	32,17	16HA16	32,17	16HA16

1 ^{er} étage	60 × 60	8,10	28,50	30,16	15HA16	30,16	15HA16
2 ^{ème} étage	55 × 55	8,25	27,20	28,15	14HA16	28,15	14HA16
3 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	27,20	28,15	14HA16	28,15	14HA16
4 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	27,20	28,15	14HA16	28,15	14HA16
5 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	21,90	23,09	15HA14	23,09	15HA14
6 ^{ème} étage	50 × 50	8,40	21,90	23,09	15HA14	23,09	15HA14
7 ^{ème} étage	45 × 45	8,55	21,90	23,09	15HA14	23,09	15HA14
8 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,00	14,70	13HA12	14,70	13HA12
9 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,00	14,70	13HA12	14,70	13HA12
10 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,00	14,70	13HA12	14,70	13HA12
11 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,00	14,70	13HA12	14,70	13HA12
12 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,00	14,70	13HA12	14,70	13HA12
13 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,00	14,70	13HA12	14,70	13HA12
14 ^{ème} étage	40 × 40	8,70	12,00	14,70	13HA12	14,70	13HA12

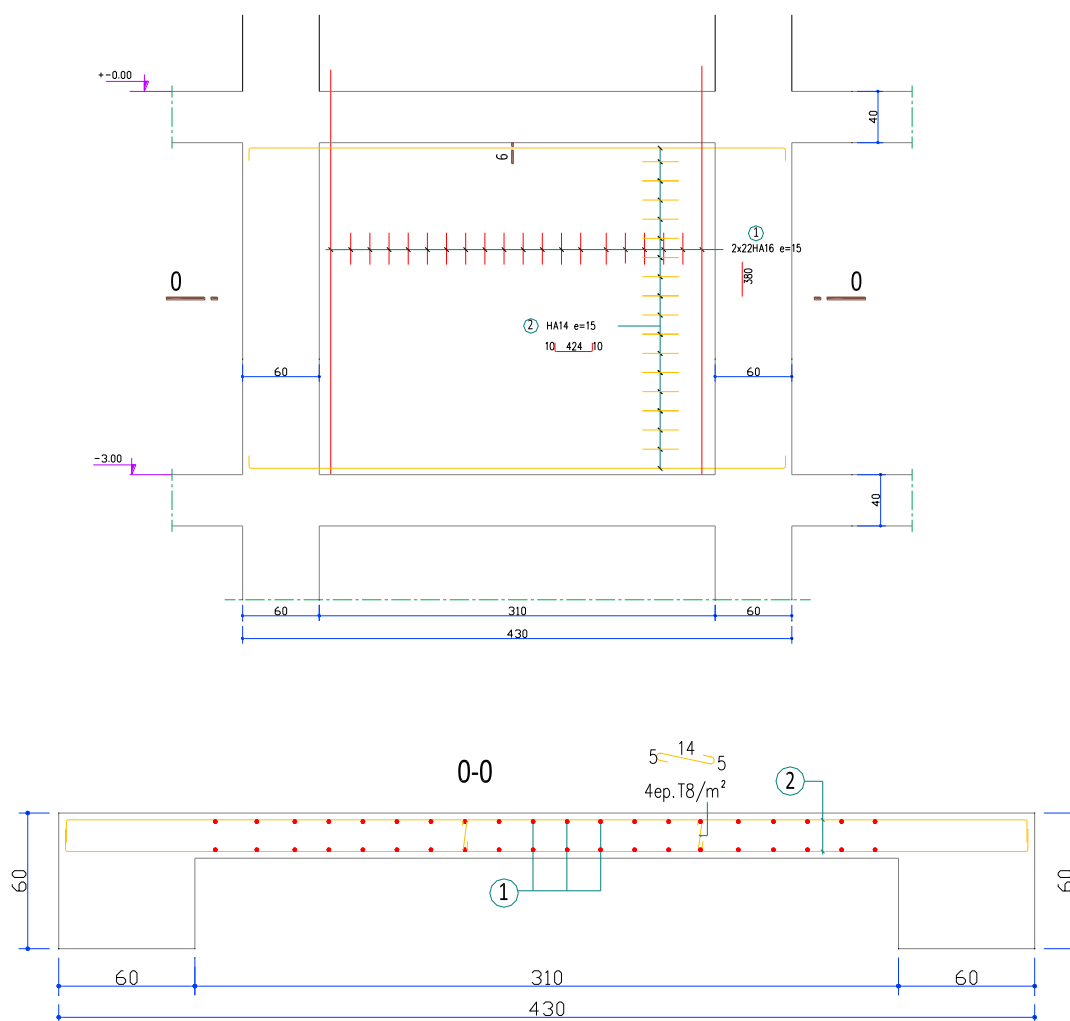


Figure VI.4.8 : Ferrailage du voile $V_{T1};T5$ de niveau sous-sol.

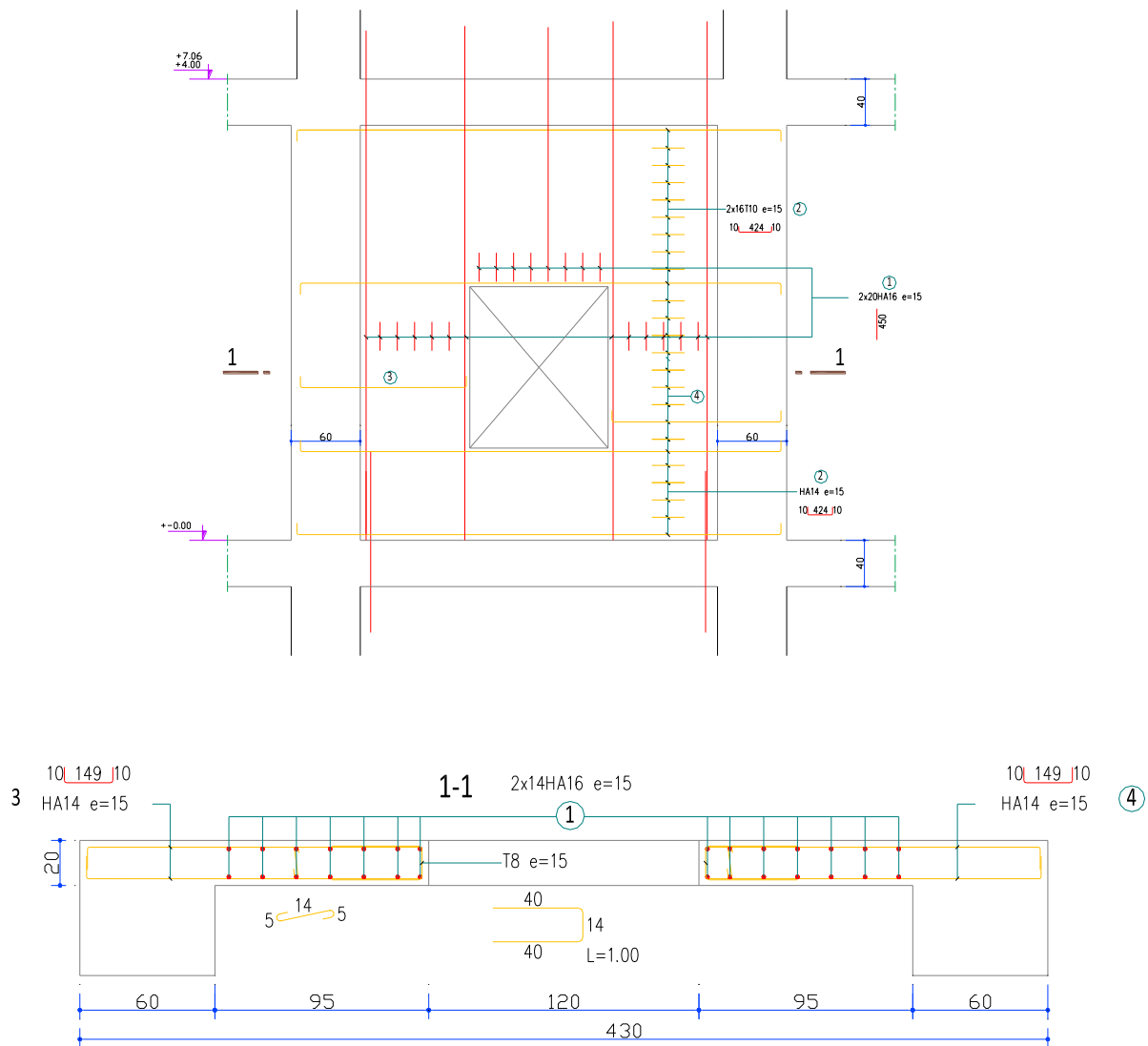


Figure VI.4.9 : Ferrailage du voile $V_{T1;T5}$ de niveau RDC.

✚ Calcul des armatures verticales :

1. Voile transversal

D'après le RPA 99 / version 2003 on a

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,15\% \times 20 \times (370 - 60) = 9,30 \text{ cm}^2$$

✚ L'espacement

Selon le BAEL 91 révisée 99, on a

$$St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{2 \times 20 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

Selon le **RPA 99 / version 2003** on a :

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30$$

Donc : $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99} ; St \text{ RPA 99 / version 2003}\}$

$$St \leq 30$$

2. Voile longitudinal

D'après le **RPA 99 / version 2003** on a

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,15\% \times 20 \times (350 - 60) = 8,70 \text{ cm}^2$$

L'espacement

Selon le **BAEL 91 révisée 99**, on a

$$St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{2 \times 20 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Selon le **RPA 99 / version 2003** on a :

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30$$

Donc : $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99 ; } St \text{ RPA 99 / version 2003}\}$

$St \leq 30 \text{ cm}$

Disposition des armatures :

Armatures verticales

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 30 cm Selon le **BAEL 91**, et selon l'**RPA 99 / version 2003** ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **L/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

On a $St = 15 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 7.5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Voile transversal : $L = 350 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 35 \text{ cm}$.

Voile longitudinal : $L = 370 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 37 \text{ cm}$.

Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10Φ**. Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser **L/10** de l'épaisseur du voile.

Chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 cadres au mètre carré.



Chapitre VII



Etude de l'infrastructure

CHAPITRE
VII

Etude de
L'infrastructure

VII.1. Etude du voile périphérique

VII.1.1. Introduction

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réalise l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurant la liaison avec le sol et répartissent les efforts.
- Elle joue un rôle d'appuis.
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC.

D'après le **RPA 99 / version 2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci- dessous.

L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à **15 cm**.

Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de **0,10%** dans les deux sens (horizontal et vertical).

VII.1.2. Dimensionnement

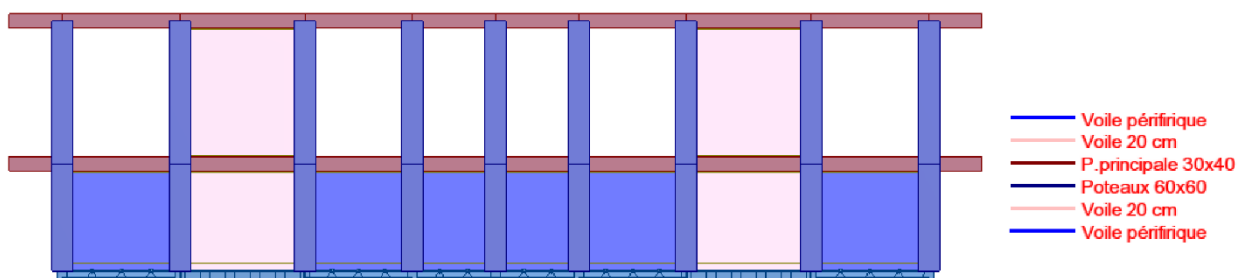


Figure VII.1.1. Schéma des voiles périphériques longitudinaux avec les poteaux et les poutres.

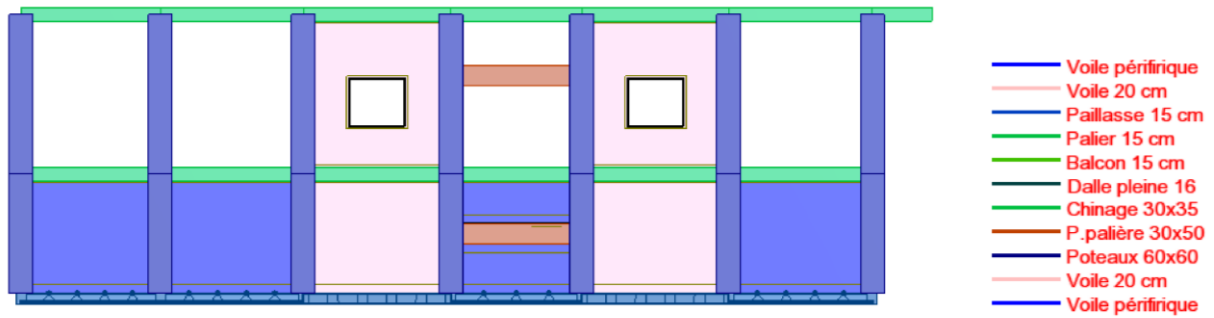


Figure VII.1.2. Schéma des voiles périphériques transversales avec les poteaux et les poutres.

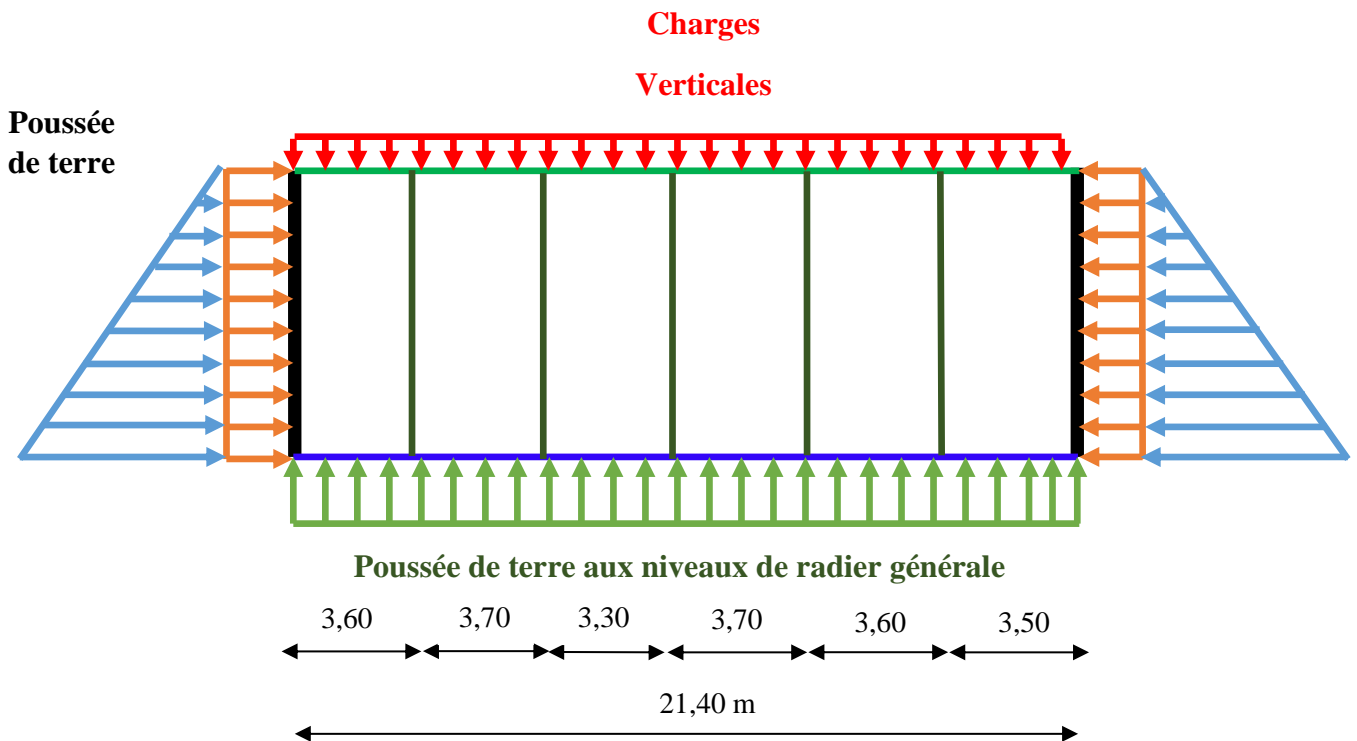


Figure VII.1.3. Les différentes charges agissantes aux voiles périphériques transversales.

$h = 3,00 \text{ m}$: Hauteur du sous-sol.

$\varphi = 30^\circ$: L'angle du frottement de remblai.

$\gamma_d = 18,5 \text{ KN / m}^2$: Poids spécifique du remblai.

K_0 : Coefficient de poussée (surface horizontale).

$$K_0 = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

VII.1.3. Evaluation des efforts permanents

✚ Les efforts verticaux

Poids propre du mur périphérique : par un mètre linéaire.

$$\text{➤ } G_v = 0,15 \times 3,00 \times 25 = 11,25 \text{ KN}$$

✚ Les efforts horizontaux :

✓ Poussée de terre :

$$P_t = K_0 \times h \times L = 1/2 \times 0,333 \times 18,5 \times 1,00 \times h^2$$

$$= 1/2 \times 0,333 \times 18,5 \times 1,00 \times (3,00)^2$$

$$P_t = 27,72 \text{ KN/ml.}$$

Sous l'effet de la surcharge $q = 20 \text{ KN/ml}$

$$P_q = K_0 \times q \times h$$

$$P_q = 0,333 \times 20 \times 3,00 = 19,98 \text{ KN/ml}$$

✓ Poussée totale :

Au niveau du sommet :

$$P_h = P_t + P_q = 0,00 + 19,98 = 19,98 \text{ KN/ml}$$

$$P_h = 19,98 \text{ KN/ml}$$

Au niveau de la radier :

$$P_h = P_t + P_q = 27,72 + 19,98 = 47,7 \text{ KN/ml}$$

$$P(z) = a \cdot z + b$$

$$P(0) = 47,7 \text{ KN/ml}$$

$$P(3,00 \text{ m}) = 19,98 \text{ KN/ml}$$

L'équation générale de la pression horizontale est :

$$P(z) = -9,24Z + 47,7 \text{ (KN/m)}$$

VII.1.4. Ferrailage

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

✚ Armatures verticales.

✚ Armatures horizontales.

✚ Armatures transversales.

Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

✚ Globalement dans la section du voile **0,15%**.

✚ En zone courante **0,10%**.

L'espacement des barres horizontales et verticales : $S \leq \text{Min} (15 a ; 30 \text{ cm})$ **RPA 99 / version 2003 (Art 7.7.4.3).** Les

longueurs des recouvrements doivent être égales :

✚ **40 Ø** → pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

✚ **20 Ø** → pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

VII.1.4.1. Combinaisons

Selon le règlement parasismique algérienne (**RPA 99 / version 2003**) les combinaisons à considérer sont les suivants :

✓ **ELU** : $1,35G + 1,5Q$

✓ **ELS** : $G + Q$

✓ **ACC** : $G + Q \pm E$

✓ **ACC** : $0,8G \pm E$

VII.1.4.2. Pré dimensionnement des voiles périphériques

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VII.1.1 : Pré dimensionnement des voiles

Voiles périphériques	Hauteur	Epaisseur
SS	3,00 m	15 cm

Dans les tableaux suivants on va regrouper les sollicitations max pour tous les types des voiles obtenues par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

Tableau VII.1.2 : Les résultat des voiles périphériques longitudinales et transversales.

Etage		Sous-sol
Voiles périphériques longitudinales VP_L		
ACC	M_{zmax}	455,50
	N_{corr}	57,38
ELU	N_{min}	-1397,09
	M_{zcorr}	-21,89
ACC	T	370,65
Voiles périphériques transversales VP_T		
ACC	M_{zmax}	216,37
	N_{corr}	-473,46
ELU	N_{min}	-1413,01
	M_{zcorr}	11,24
ACC	T	246,99

Tableau VII.1.3 : Ferrailage du voile périphérique longitudinal **VP_L** .

Type	Section (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{calculer} (cm ²)	Ferrailage longitudinal			
				Section cm ²	A _u	Section cm ²	A' _u
01 (L = 3,5 m)	60 × 60	8,10	20,30	20,36	18HA12	20,36	18HA12
02 (L = 3,00 m)	60 × 60	8,10	13,50	13,57	12HA12	13,57	12HA12
03 (L = 2,35 m)	60 × 60	8,10	12,60	13,57	12HA12	13,57	12HA12

Tableau VII.1.4 : Ferrailage du voile périphérique transversal V_{PT} .

Type	Section (cm^2)	A_{minRPA} (cm^2)	A_{calculer} (cm^2)	Ferrailage longitudinal			
				Section cm^2	A_u	Section cm^2	A'_u
01 (L = 3,8 m)	60 × 60	8,10	16,70	16,96	15HA12	16,96	15HA12
02 (L = 3,60 m)	60 × 60	8,10	20,90	21,49	19HA12	21,49	19HA12
03 (L = 3,50 m)	60 × 60	8,10	14,90	15,83	14HA12	15,83	14HA12

✚ Calcul des armatures verticales :

1. Voile transversal

D'après le **RPA 99 / version 2003** on a

$$A_{\text{min}} = 0,15\% \times b \times h$$

$$A_{\text{min}} = 0,15\% \times 15 \times (380 - 60) = 7,20 \text{ cm}^2$$

✚ L'espacement

Selon le **BAEL 91 révisée 99**, on a

$$St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{2 \times 15 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Selon le **RPA 99 / version 2003** on a :

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{22,5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 22,5$$

Donc : $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99 ; } St \text{ RPA 99 / version 2003}\}$

$$St \leq 22,5$$

2. Voile longitudinal

D'après le **RPA 99 / version 2003** on a

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,15\% \times 15 \times (350 - 60) = 6,525\text{cm}^2$$

L'espacement

Selon le **BAEL 91 révisée 99**, on a

$$St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{2 \times 15 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Selon le **RPA 99 / version 2003** on a :

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{22,5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 22,5$$

Donc : $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99 ; } St \text{ RPA 99 / version 2003}\}$

$$St \leq 22,56 \text{ cm}$$

Disposition des armatures :

Armatures verticales

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 30 cm Selon le **BAEL 91**, et selon l'**RPA 99 / version 2003** ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **L/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

On a $St = 15 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 7.5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Voile transversal : $L = 350 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 35 \text{ cm}$.

Voile longitudinal : $L = 380 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 38 \text{ cm}$.

Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10Φ**. Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser **L/10** de l'épaisseur du voile.

Chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 cadres au mètre carré.

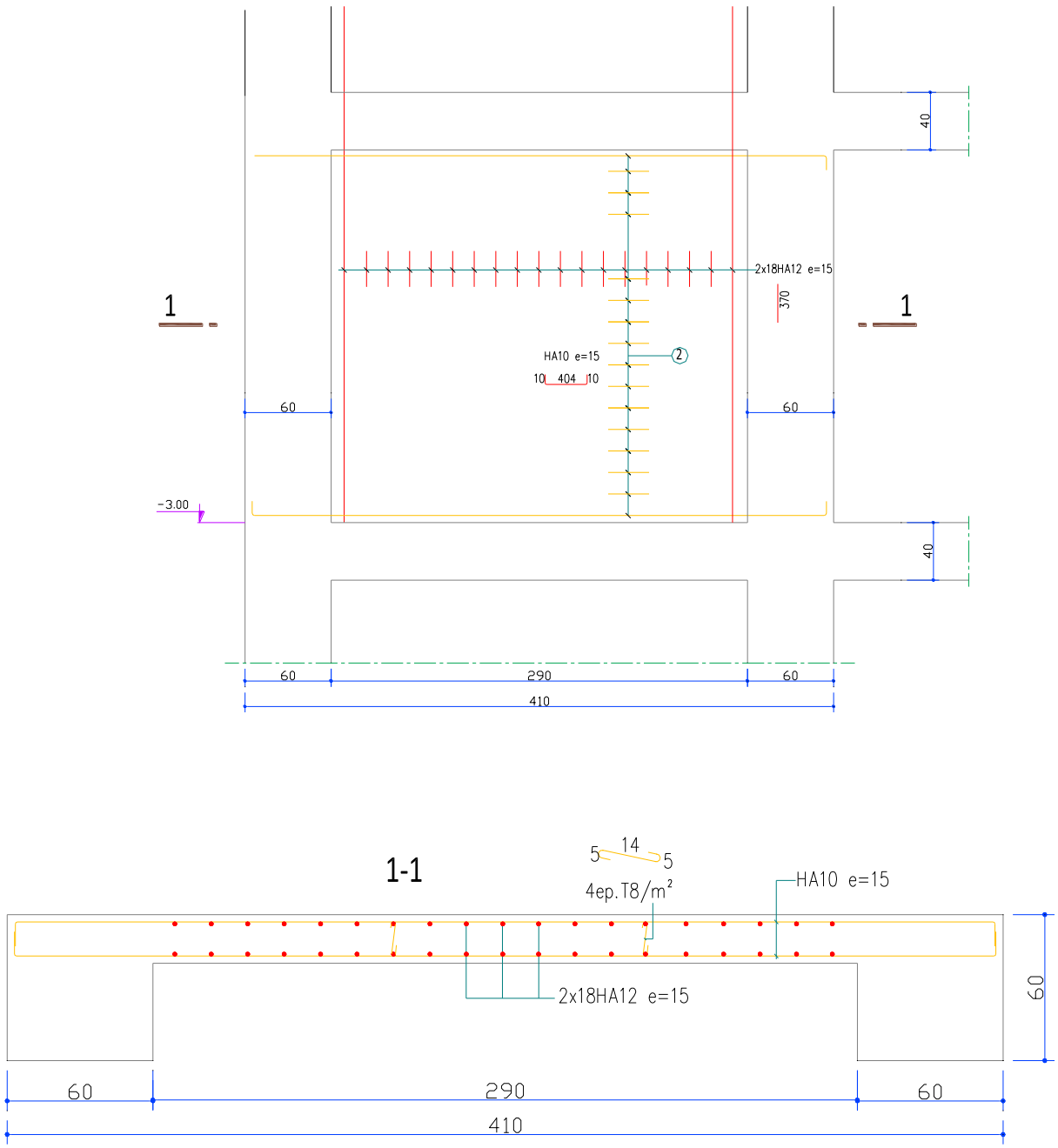


Figure VII.1.4. Exemple de ferrailage d'un type des voile périphériques.

VII.2. Etude de fondation

VII.2.1. Introduction

Les fondations sont constituées par la partie de la Tour qui est en contact avec le terrain et supporte le poids de l'immeuble. Donc, elles ont un rôle de transmission au sol des charges de la superstructure.

Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol à introduire dans les calculs et qui est en fonction des trois quantités suivantes :

- Contrainte de rupture du sol.
- Contrainte correspondante au tassement maximal acceptable.
- Contrainte maximale autorisée par les règles parasismiques.

VII.2.2. Contrainte admissible du sol

La contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes :

- ✓ Poids spécifique du sol sec γ_d .
- ✓ Poids spécifique des grains γ_s .
- ✓ Cohésion non drainée C_u .
- ✓ Angle de frottement effectif φ .

Pour notre projet $\bar{\sigma} = 2$ bars.

La profondeur de la fondation doit être supérieure à **H/10**.

Avec : **H** : Hauteur totale du Tour $H = 47,44$ m \rightarrow $H/10 = 4,74$ m

Selon le rapport géotechnique de l'étude de sol du terrain le bon sol existe à une profondeur de **5,0 m**.

Finalement on prend dans les calculs une profondeur des fondations de **5,00 m**.

VII.2.3. Types des fondations superficielles

Les différents types des fondations superficielles sont :

- Les semelles isolées.

- Les semelles filantes.
- Radier général.

VII.2.4. Déterminations du type de fondation

Dans notre projet l'importance des charges transmises au sol, pour assurer l'étanchéité de sous-sol, et d'éviter la remontée des eaux.

Donc on adopte un radier général par ce qu'un radier se présente comme un plancher renversé avec ou sans poutre, recevant du sol des charges réparties ascendantes et prenant appui sur les poteaux et murs qui exercent sur lui des charges descendantes.

Leur choix est justifié si :

$$S_{\text{semelles}} = \frac{\sum F_{\text{pot}}(\text{ELS})}{\sigma_{\text{sol}}} \geq 50\% S_{\text{base}}$$

$$N_T(\text{ELS}) = 110425,40 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{\text{base}} = 27,30 \times 26,70 = 728,91 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{semelles}} = 552,127 \geq 364,455 \text{ m}^2$$

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité de l'exécution.

VIII.2.4.1. Etude du radier général

VIII.2.4.1.1. Pré dimensionnement de radier général

A. Epaisseur de Nervure du radier :

L'épaisseur (h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

✚ Formule empirique :

La nervure du radier doit avoir une hauteur **h** égale à : $h \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{470}{10} = 47 \text{ cm}$.

Avec L_{\max} = entre axes maximaux des poteaux parallèlement aux nervures.

✚ Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

✚ Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} ; L_{\max} = 4,7\text{m} \quad \rightarrow \quad 58,75 \text{ cm} \leq h_r \leq 94 \text{ cm}$$

✚ Condition de la longueur élastique :

$$L_e = (4EI/Kb)^{1/4} \geq 2L_{\max} / \pi$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

L_{\max} : Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.

E_{vj} : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée ($E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$).

b_1 : Largeur du 1^{er} type de nervure du radier = largeur du poteau + 10 cm = 60 + 10 = 70 cm.

I : Inertie de la section du radier. ($I = b \times h \times r^3 / 12$).

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40 \text{ MPa}$).

De la condition précédente, nous tirons h :

$$D'où : h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{K}{E_{vj}}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 4,70\right)^4 \frac{40}{10819}} = 66,67 \text{ cm}$$

Choix final : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est **$h_r = 90 \text{ cm}$** .

B. Epaisseur de la dalle du radier

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante : $h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{470}{20} = 23,5 \text{ cm}$

Avec : L_{\max} = entre axes maximaux des poteaux perpendiculairement aux nervures.

✚ Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} ; L_{\max} = 4,7\text{m} \quad \rightarrow \quad 58,75 \text{ cm} \leq h_r \leq 94 \text{ cm}$$

Choix : On retient une épaisseur de $h_d = 70 \text{ cm}$ pour la dalle du radier

C. Calcul de la surface de radier :

$$S_{\text{radier}} = \frac{N_{\max}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

$\sum R_i$: La somme des réactions aux niveaux des fondations à **ELS** et les combinaisons accidentelles selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 10.1.4)** suivant : **G + Q ± E** et **0,8G ± E** réduites d'après les résultats réduits de la modélisation de la structure avec logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

$$N_{\text{ser}} = 123882,98 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ACC(MAX)}} = 123929,94 \text{ KN}$$

$$S_{\text{radier}} = \frac{N_{\max}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{123882,98}{200} = 619,415 \text{ m}^2$$

On a surface du radier $S_{\text{radier}} < \text{Surface de la base de Tour (728,91 m}^2\text{)}$, on prévoit un débord pour le radier de la Tour.

D. Calcul du débordement :

Largeur minimale de débord $L_d \geq (h/2 ; 30\text{cm})$

Choix : $L_d = 50 \text{ cm}$

$$S(\text{radier}) = S(\text{Tour}) + S(\text{débord}) = 728,91 + 54 = 782,91 \text{ m}^2$$

Donc : $782,91 \text{ m}^2 > 728,91 \text{ m}^2$

E. Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u = V_u / (b \times d) \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$V : \text{L'effort tranchant ultime } V_u = (q_u \times L_{\max})/2 = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$\text{Avec : } N_u = 1,35 \times N_{\text{ser}} + 1,35 \times \text{Poids radier} = 1,35 \times 123882,98 + 1,35 \times 13700,92 = 185738,72 \text{ KN}$$

$$N_u = 185738,72 \text{ KN}$$

L : La longueur maximal d'une bande de **1 m**, $L = 4,70\text{m}$

$$V_u = (q_u \times L_{\max})/2 = \frac{185738,72 \times 1}{782,91} \times \frac{4,7}{2} = 0,557 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa}$$

➔ Pas de risque de cisaillement.

F. Vérification de l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique. On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_r$$

Avec :

$$W : \text{Poids propre total de la Tour à la base du radier} = G_T + G_{\text{rad}} = 123882,98 + 13700,92 = 137583,90 \text{ KN}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 3,50 \text{ m}$).

S_r : Surface du radier ($S_r = 782,91 \text{ m}^2$)

$$\alpha \times \gamma \times h \times S_r = 1,5 \times 10 \times 3,50 \times 782,91 = 58718,25 \text{ KN} < W = 137583,90 \text{ MN}$$

➔ Aucun risque de soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique.

G. Vérification au non poinçonnement :

Selon **BAEL 91 révisée 99 (Art A.5.24)**

Il s'agit de vérifier que : $N_u \leq \frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

$$[\mu_c = (a + h) \times 2 = [(60 + 90) \times 4] = 420 \text{ cm}]$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité ($N_u = 3458,085 \text{ KN}$)

h : Epaisseur totale du radier (70cm)

Donc : $\frac{0,07 \times 4,20 \times 0,9 \times 25000}{1,5} = 4410,00 \text{ KN} > N_u = 3458,085 \text{ KN}$ donc pas de risque de poinçonnement.

H. Vérification de la stabilité du radier au renversement :

Pour assurer la stabilité de la Tour contre tout risque de renversement dû aux actions sismiques (horizontale ou verticale). On doit vérifier que le rapport du moment stabilisant dû à l'effort normal N et le **moment de renversement** dû à l'action sismique $> 1,5$.

✚ Calcul dû à l'effort normal :

$$G + Q = 137583,90 \text{ KN}$$

✚ Les moments d'actions sismiques :

✓ Sens longitudinal :

Le moment qui exige à l'effet du séisme dans ce sens

$$M_{Rx} = 915107,577 \text{ KN.m}$$

Les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

$$M_{st} = 137583,90 \times 26,3/2 = 1809228,28 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } \frac{M_{stx}}{M_{Rx}} = \frac{1809228,28}{915107,577} = 1,98 > 1,5$$

✓ Sens transversal :

Le moment qui exige à l'effet du séisme dans ce sens est :

$$M_{Ry} = 924134,925 \text{ KN.m}$$

Les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

$$M_{st} = 137583,90 \times 27,30/2 = 1878020,235 \text{ KN.m}$$

$$D'où : \frac{M_{sty}}{M_{Ry}} = \frac{1878020,235}{924134,925} = 2,03 > 1,5$$

Finalemment : Donc pas de risque de renversement.

I. Caractéristiques géométriques du radier :

La forme du radier de notre projet est rectangulaire $(26,7 \times 27,3) \text{ m}^2$ avec un débordement de $5,0 \text{ m}$, On doit déterminer le centre de gravité et les moments d'inertie du radier :

$$\left. \begin{array}{l} X_G = 13,35 \text{ m} \\ Y_G = 13,65 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow \left. \begin{array}{l} I_x = \frac{(13,35 \times 2) \times (13,65 \times 2)^3}{12} = 45270,78 \text{ m}^4 \\ I_y = \frac{(13,65 \times 2) \times (13,35 \times 2)^3}{12} = 43302,72 \text{ m}^4 \end{array} \right\}$$

J. Calcul des contraintes sous fondation :

La contrainte du sol sous le radier ne doit dépasser la contrainte admissible ; donc il faut vérifier :

$$\sigma_{\text{Sol}} = \frac{N_T}{S_{\text{rad}}} \leq \overline{\sigma}_{\text{Sol}} \quad \text{Avec : } N_T = N_{\text{Ser}} + G'$$

N_{Ser} : Effort normale du aux charges verticales à l'ELS.

G' : Poids de l'infrastructure.

$$\sigma_{\text{Sol}} = \frac{137583,90}{781,92} = 175,95 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{\text{Sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On adopte $\sigma_{\text{Sol}} = 180 \text{ KN/m}^2$

VIII.2.4.1.2. Ferrailage du radier

A. Principe et paramètres de modélisation

Le radier sera calculé comme un plancher inversé à épaisseur constante chargée par les réactions du sol en utilisant un modèle éléments finis détaillé et en appliquant la théorie des dalles sur appuis élastique.

Pour le coefficient d'élasticité du sol et vue l'absence de la donnée dans le rapport du sol, on va prendre un $K = 3 \text{ Kg/cm}^3$ qui correspond aux valeurs du coefficient d'élasticité des sols moyen dont la contrainte admissible est environ de **2 bars** {référence : **Calcul pratique des ossatures bâtiments en béton armée (Albert Fuentes)**}.

Donc le radier sera chargé sur sa base inférieure par une charge uniformément répartie qui représente la réaction du sol.

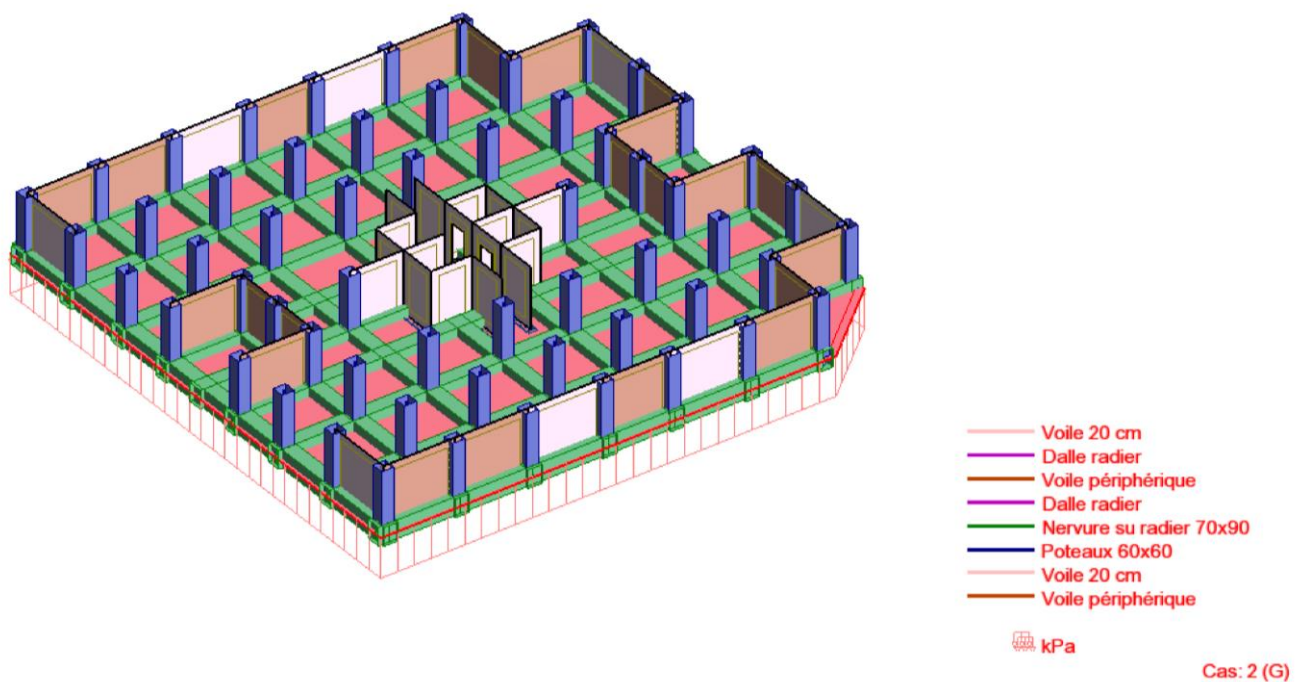


Figure VII.2.1. Vue en 3D du radier.

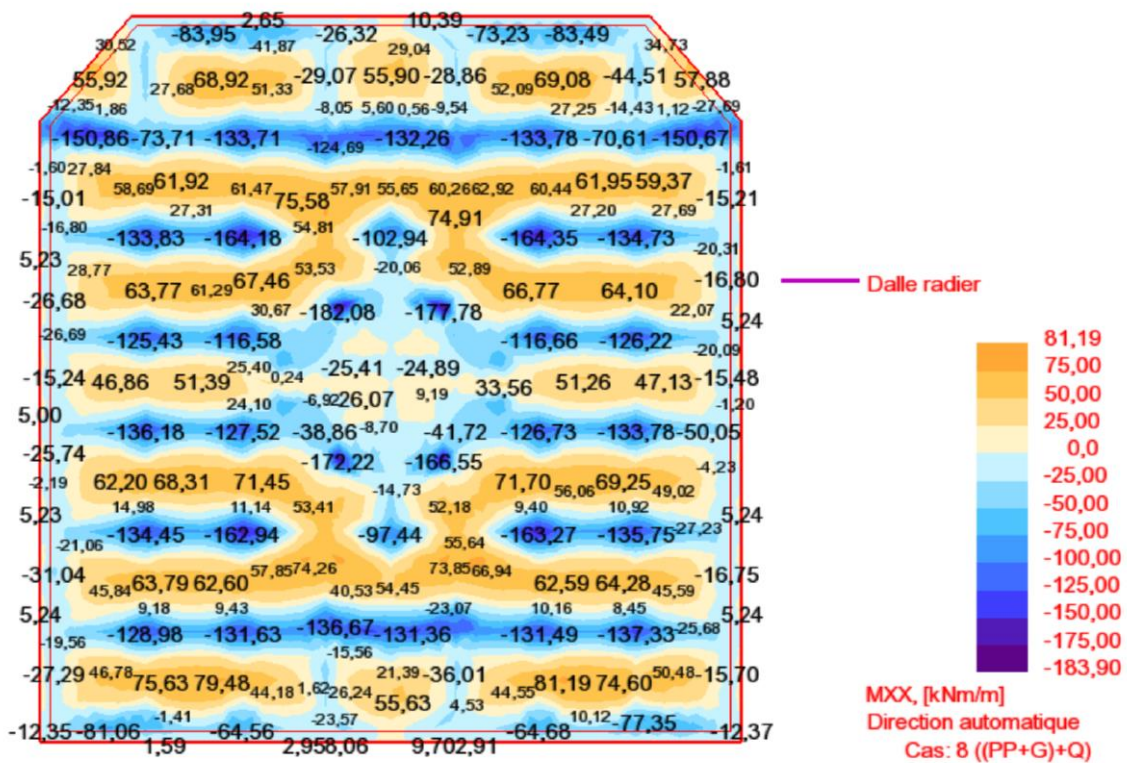


Figure VII.2.2. Diagramme des moments au radier au niveau appuis et travée sens (X.X). (Combinaison ELS).

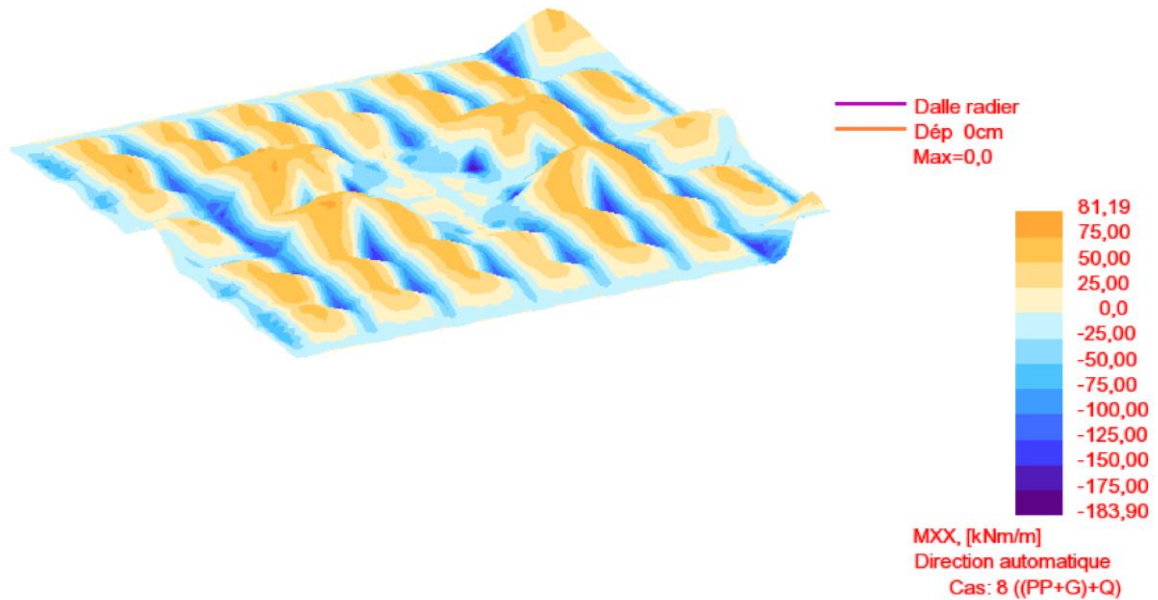


Figure VII.2.3. Diagramme de déformation au radier au niveau appuis et travée sens (X.X). (Combinaison ELS)

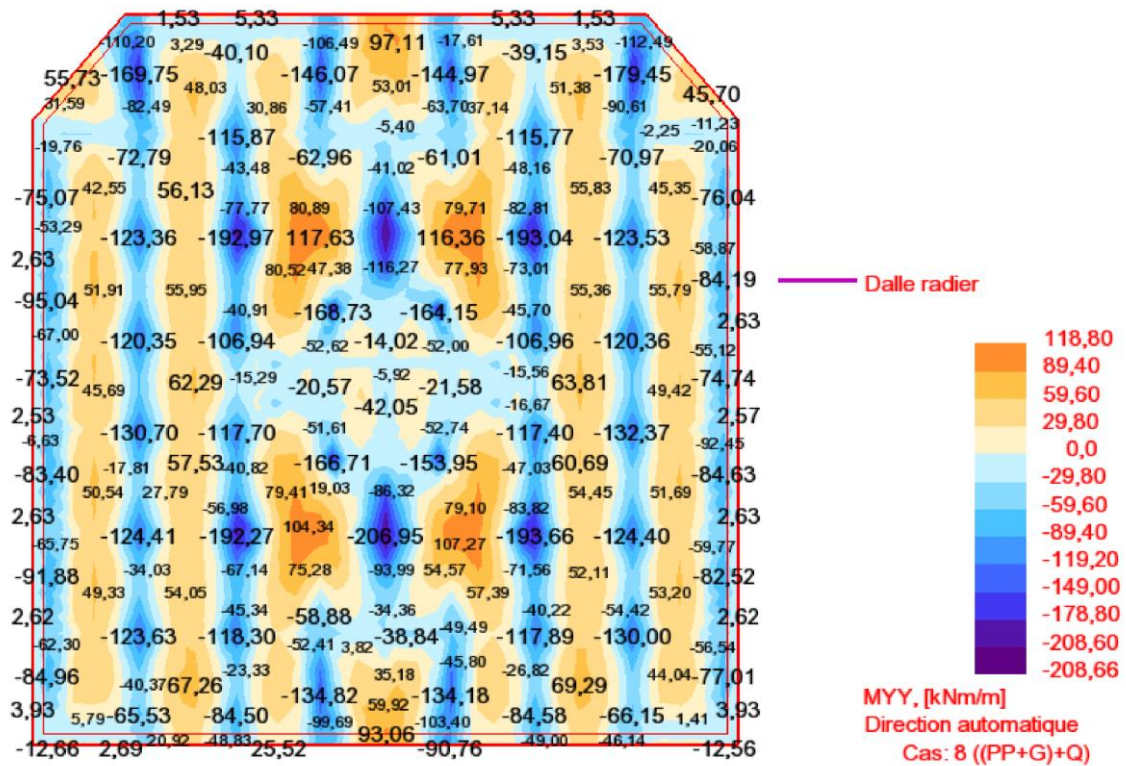


Figure VII.2.4. Diagramme des moments au radier au niveau appuis et travée sens (Y.Y). (Combinaison ELS).

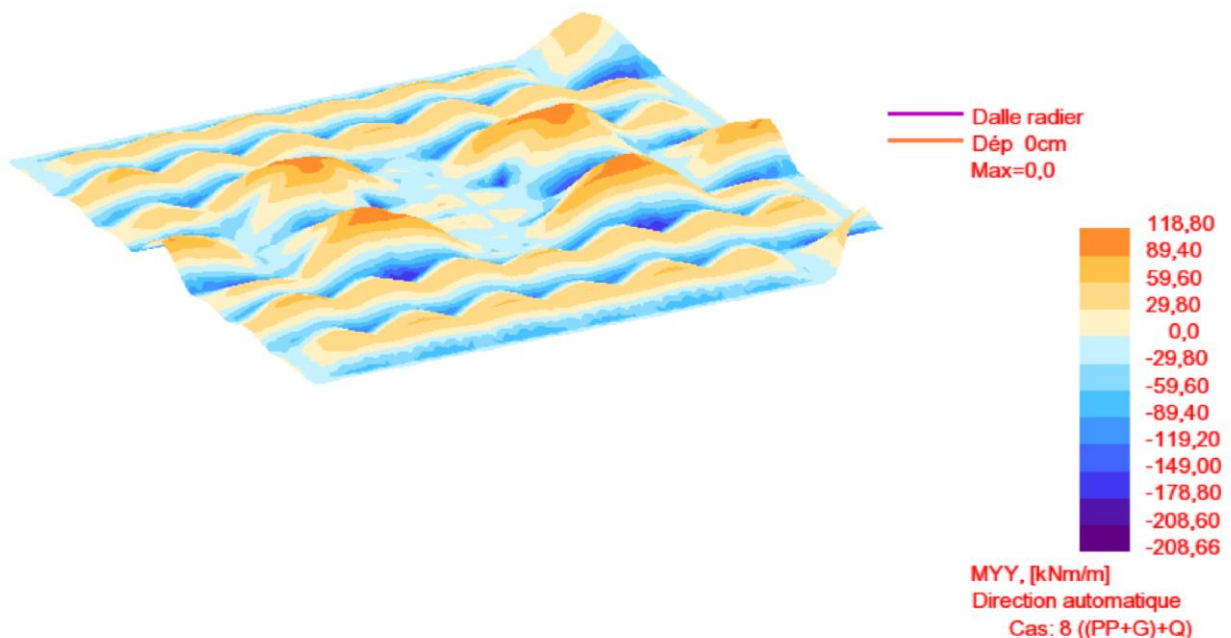


Figure VII.2.5. Diagramme de déformation au radier au niveau appuis et travée sens (Y.Y). (Combinaison ELS)

B. Calcul de Ferrailage de la dalle radier

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : $(0,7 \times 1,00) \text{ m}^2$ et en deux directions, l'une suivant **XX'** et l'autre suivant **YY'**.

Tableau VII.2.1. Moment des radier suivant les deux sens.

M_{XX} (KN. m)		M_{YY} (KN. m)	
Travée	Appui	Travée	Appuis
81,19	-183,90	118,80	-208,66

Tableau VII.2.2. Ferrailage des radier suivant les deux sens.

Radier	Travée		Appui		A_{st} Choix des armatures	
	Acal	Achoisi	Acal	Achoisi	Travée	Appuis
Sens XX	7,1	10,78	14,6	20,11	7HA14	10HA16
Sens YY	9,3	10,78	16,6	20,11	7HA14	10HA16

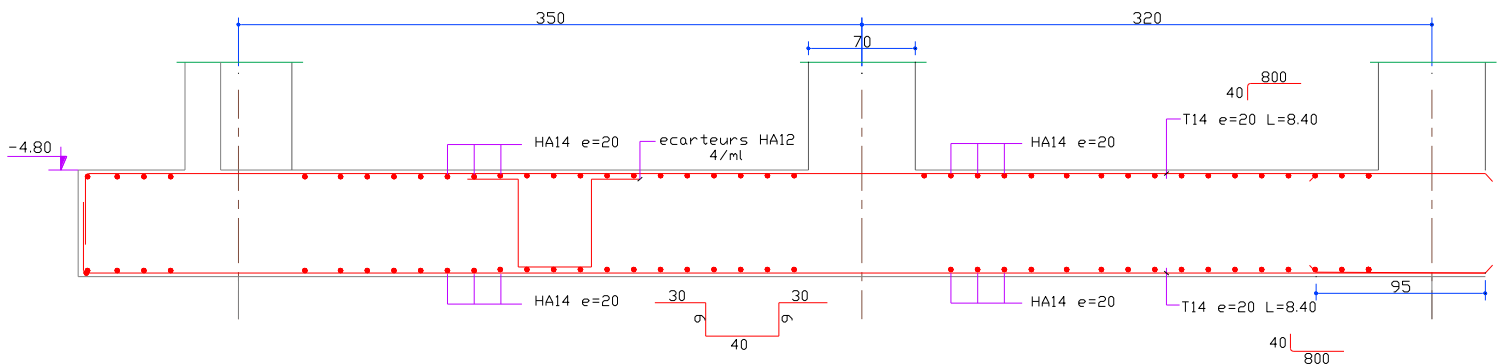


Figure VII.2.6. Exemple de coupe de ferrailage de la dalle de radier général sens x-x.

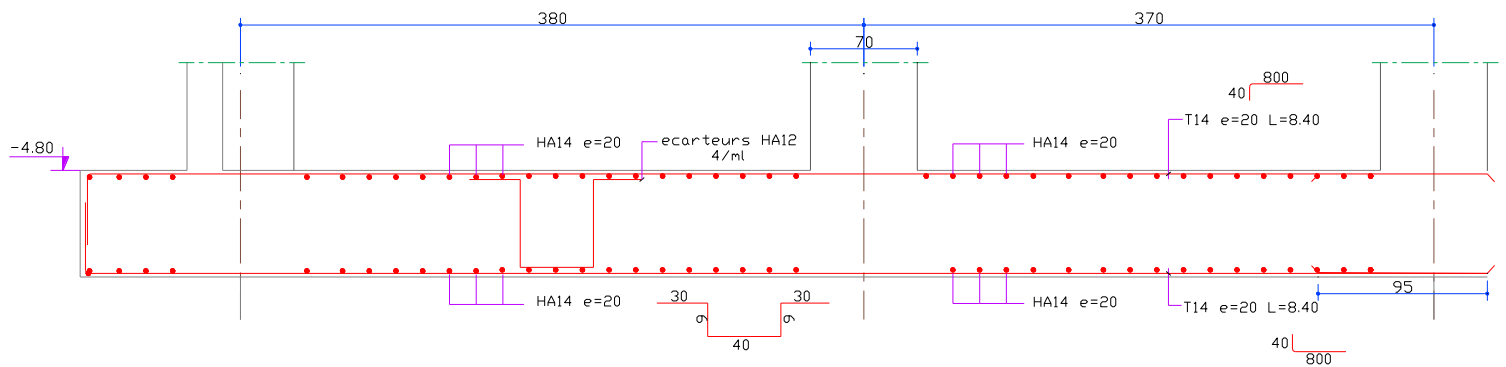


Figure VII.2.7. Exemple de coupe de ferrailage de la dalle de radier général sens y-y.

C. Calcul de Ferrailage de nervure

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire dimensionnée dans la figure suivante :

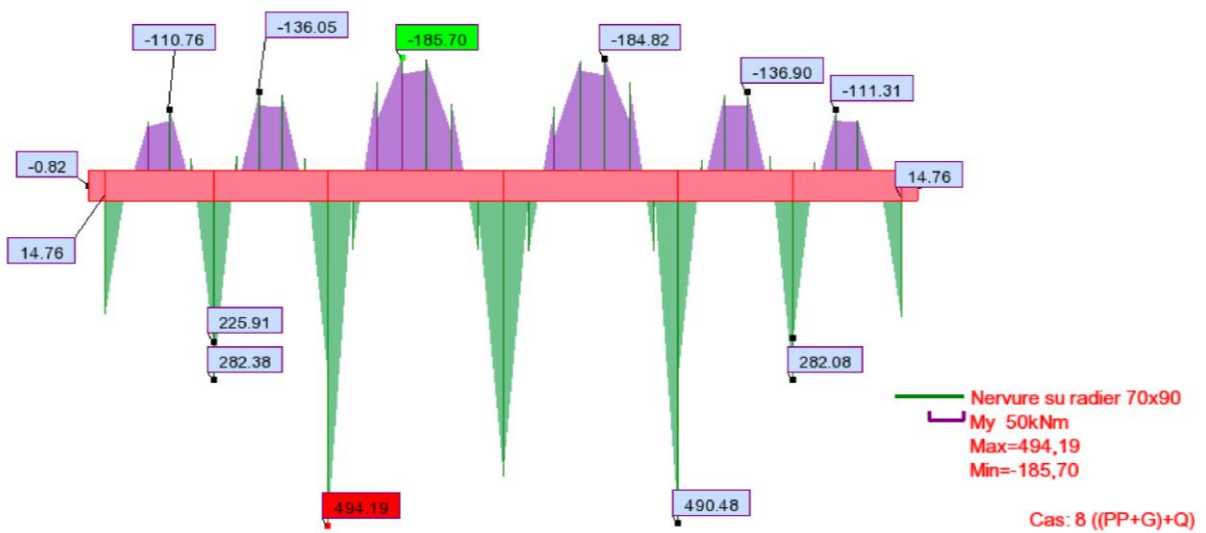


Figure VII.2.8. Diagramme des moments des nervures principales au niveau appuis et travée sens (x-x) (Combinaison ELS).

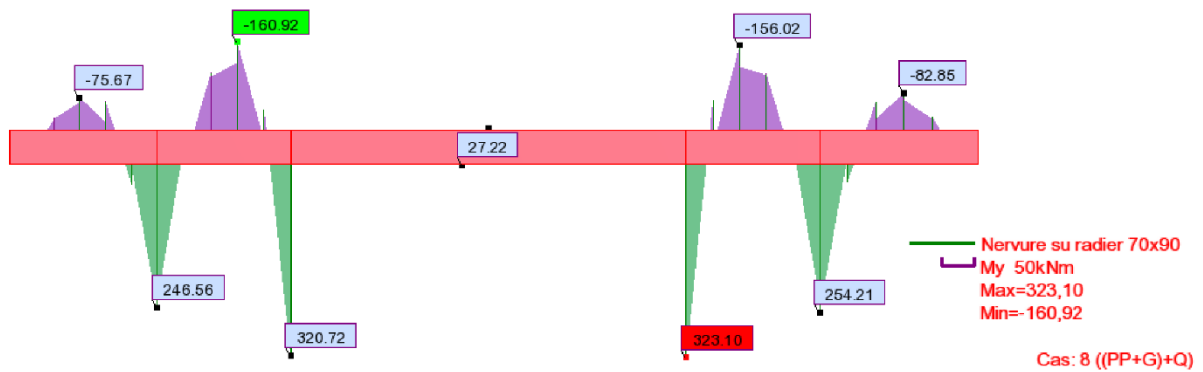


Figure VII.2.9. Diagramme des moments des nervures principales au niveau appuis et travée sens (y-y) (Combinaison ELS).

Tableau VII.2.3. Moment des radier suivant les deux sens.

M_{XX} (KN. m)		M_{YY} (KN. m)	
Travée	Appui	Travée	Appuis
494,19	-185,70	323,10	-160,92

Tableau VII.2.4. Ferrailage des radier suivant les deux sens.

Radier	Travée		Appui		A_{st} Choix des armatures	
	Acal	Achoisi	Acal	Achoisi	Travée	Appuis
Sens XX	11,2	12,06	31,0	32,17	6HA16	16HA16
Sens YY	9,7	10,78	20,0	21,55	7HA14	14HA14

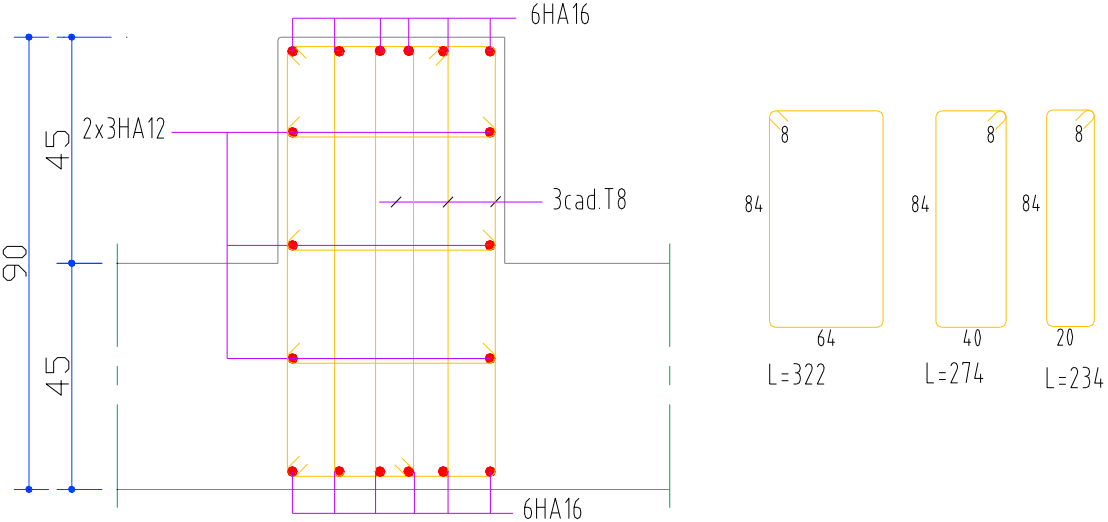


Figure VII.2.10. Coupe de ferrailage des nervures principales au niveau travée.

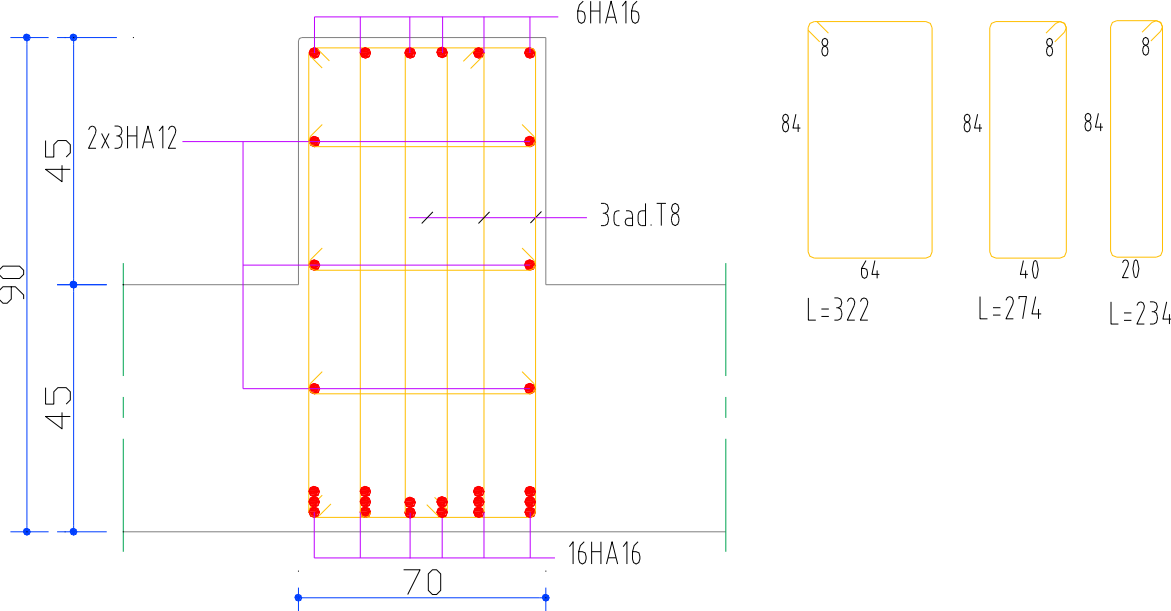


Figure VII.2.11. Coupe de ferrailage des nervures principales au niveau appuis.

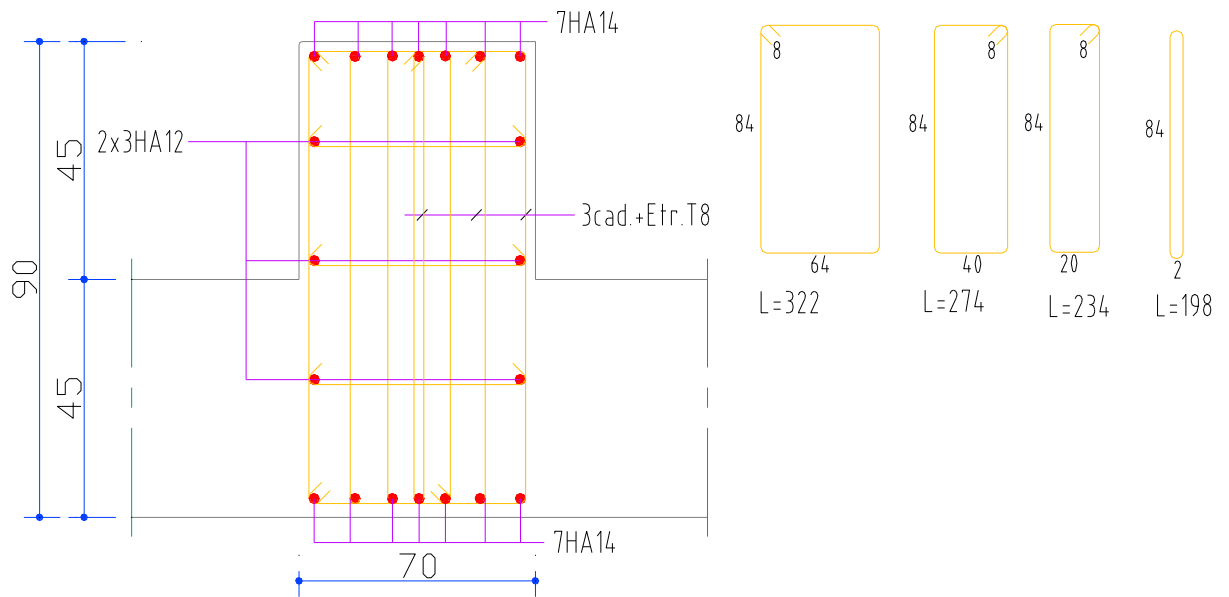


Figure VII.2.12. Coupe de ferrailage des nervures secondaires au niveau travée.

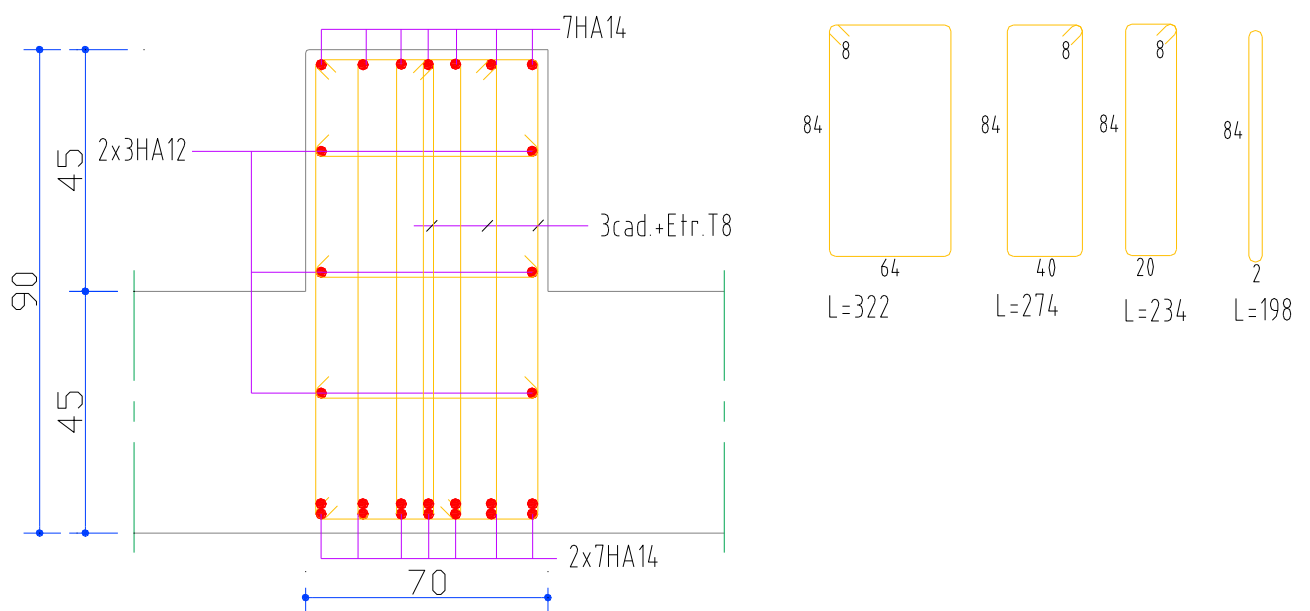


Figure VII.2.13. Coupe de ferrailage des nervures secondaires au niveau appuis.

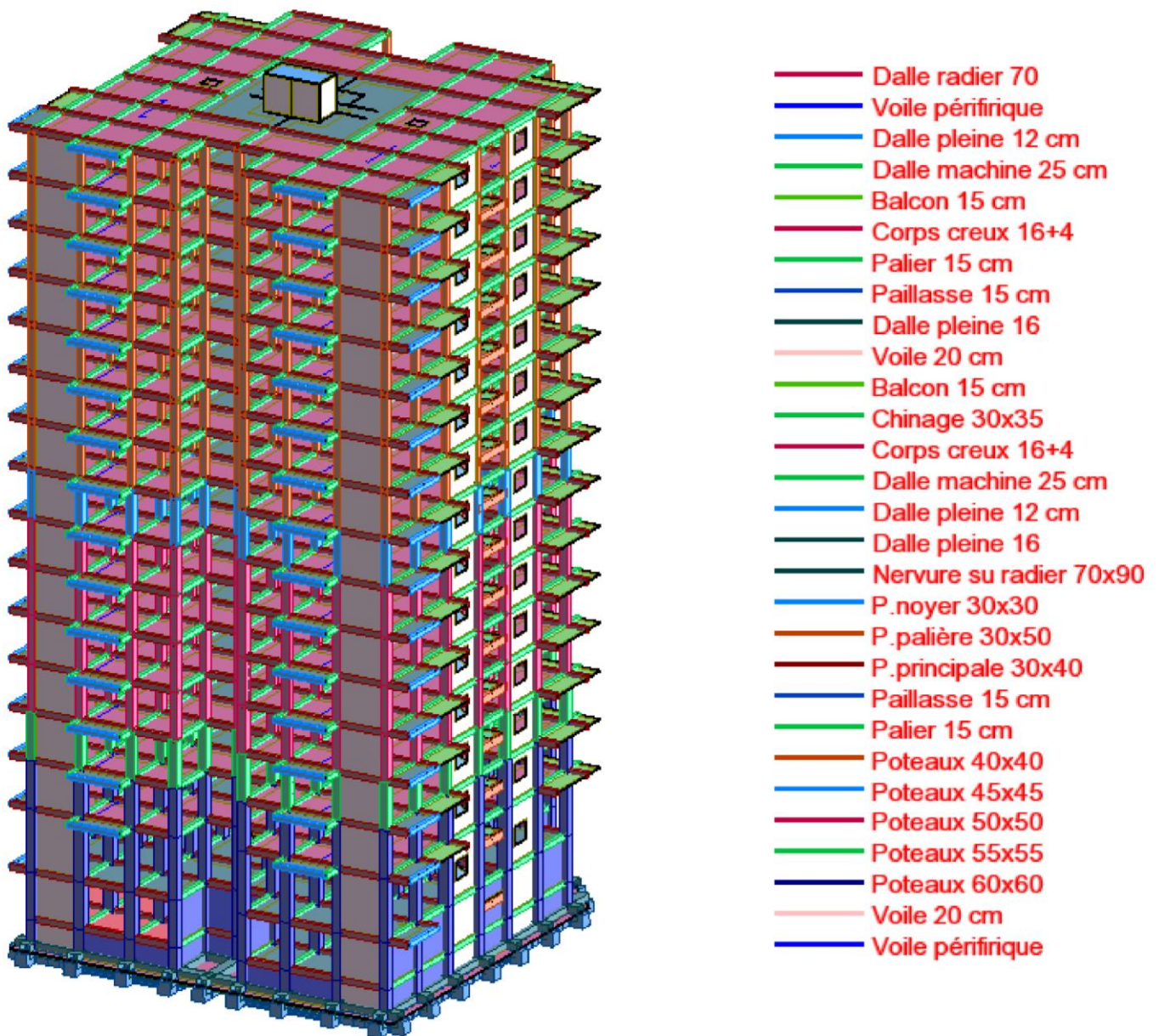


Figure VII.2.14. Vue 3D de notre Tour avec le radier générale.



Conclusion Générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant mon cycle de formation de master pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Cette étude, m'a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de Master et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié tels que : **RPA** (99/version 2003) ; **BAEL 91**, la pratique des logiciels Comme : **ROBOT 2010** ; **Robot expert**, **AUTOCAD**...etc.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Ce travail modeste que j'ai présenté étant le fruit et le couronnement de beaucoup de travail, que je souhaite être une véritable rétrospective de mes connaissances accumulées pendant mon cursus universitaire.

Enfin, j'espère avoir atteint mes objectifs qui me permet dans l'avenir d'exploiter aussi bien ces connaissances et ces informations précieuses dans la vie pratique.



Références

Règlements

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA/93 (DTR-BC 2.41)**.
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en acier **CCMA97 (DTR B.C. 2.44)**.
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99-version 2003 (DTR B.C. 2.48)**.
- ✓ Règlement neige et vent **RNV1999 (DTR C 2-4.7)**.
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation **(DTR B.C. 2.2)**.
- ✓ Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton **(DTR B.C. 2-4.10)**.

Cours :

- ✓ Cours BA " Professeur **R. MADI** "
- ✓ Cours Structure en BA " Professeur **B. LAFIFI** "
- ✓ Cours BA " Professeur **Y. CHRAIT** "
- ✓ Cours DDS " Professeur **A. BENMARECE** "

Mémoires et livre :

- ✓ **BETON ARME** Guide de calcul [**Jacques Lamirault & Henri Renaud**] (z-lib.org).pdf
- ✓ **CALCUL DES TOUR BA. Marius DIVER**.pdf

Références

- ✓ Livre-Exercices de béton arme avec leurs solutions. **P. CHARON** (pontsetrouttes.blogspot.com).pdf
- ✓ Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règle B.A.E.L.83 théorie et application.
P. CHARON.
- ✓ Calcul des ouvrages en béton armé (RèglesCBA93 RPA2003) **Y. CHERAIT.**
- ✓ Mémoires de fin d'études, université de Jijel & université de Guelma.

Logiciel :

- ✓ **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010.**
- ✓ **AUTOCAD 2014.**
- ✓ **Robot expert.**
- ✓ **Office 2019 (WORD, EXCEL).**