

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE DE BLIDA « SAAD DAHLEB »
جامعة سعد دحلب - البليدة

Faculté de Technologie
كلية التكنولوجيا

Département De Génie Civil
قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES
مذكرة نهاية التدرج

POUR L'OBTENTION DU MASTER2 EN GENIE CIVIL
Option : Structure

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT (R+11 ETAGES + 2 SOUS SOL)

**CONTREVENTÉ PAR DES PORTIQUES ET VOILES EN
BETON ARMÉ**

Présenté par :

CHOUMANE Oussama
ZEMOURI Amine

Supervisé par :

M^{me} K.MEGUENNI

Promotion : 2020

ملخص

المشروع الحالي دراسة تفصيلية لمبنى إداري يتكون من قبو وطابق أرضي 11+ طابق، يقع في بلدية باب الزوار بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية الثالثة حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 و B.A.E.L91 modifié99) ، وتتألف هذه الدراسة من سبعة الفصول:

يبدأ الفصل الأول الوصف العام للمشروع بعرض لخصائص المواد ، ثم الفصل الثاني الأبعاد المسبقة للهيكل ونزول الأحمال.

بدأت الدراسة الديناميكية والزلزالية للهيكل في الفصل الثالث والرابع بواسطة برنامج ETABS17.1 لتحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة ، الحمل التشغيلي والزلالي).

دراسة العناصر المقاومة للهيكل (أعمدة ، عوارض ، حوائط) تحسب في الفصل الخامس.

يهدف الفصل السادس إلى دراسة العناصر الثانوية (لمتراس ، بلاطة صلبة).

وأخيرًا لعناصر البنية التحتية (شطب عام) سيتم احتسابها في الفصل الأخير.

الكلمات الرئيسية: البناء، الخرسانة المسلحة، ETABS17.1, BAEL91, RPA99 2003 99 , .

Summary

This project presents a detailed study of an office building consisting of two basements and a ground floor + 11 floors, located in the Commune of Bab Ezzouar, wilaya of Algiers. This region is classified in seismic zone III according to the RPA99 version 2003.

Using the new regulations for the calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified99), this study is composed of seven chapters:

The first chapter begins the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, then the second chapter pre-dimensioning of the structure and the descent of the loads.

The dynamic and seismic study of the structure was started in the third and fourth chapters by software ETABS17.1 in order to determine the various stresses due to the loads (permanent, operating and seismic loads).

The study of the resistant elements of the structure (columns, beams, sails,) will be calculated in the fifth chapter.

The objective of the sixth chapter is to study the secondary elements (acroterion, solid slab).

And finally for the elements of the infrastructure (general invert) will be calculated in the last chapter.

This end-of-study project enabled us to put into practice all the knowledge acquired during our master's training cycle, to deepen it based on technical and regulatory documents, to apply recent calculation software, and to highlight the basic principles that must be taken into account in the design and calculation of reinforced concrete structures in seismic zones.

The important points drawn from this study are:

- The modeling of our structure, using the software ETABS V17.0.1, allowed us to facilitate the calculations, to have a better approach of the reality and a very important saving of time in the analysis of the structure and the secondary elements namely:

- Predimensioning of structural elements (columns, beams)

- Study of the solid slab

- Reinforcement of the resistant elements

- Calculation of walls (bracing and periphery)

- The final structure is precisely dimensioned, columns 85×85 cm² over the whole GROUND FLOOR ; this is due to several parameters:

- Very irregular structure in elevation and plan.

- Severity of the criterion relating to the verification of the reduced effort.
- The proposed methodology for the calculation of the longitudinal reinforcement of columns subjected to compound flexion (N, M_x, M_y) is as follows:
 - Calculation of the reinforcement by the SOCOTEC software, based on the P-M-M method.
 - Verification of the reinforcement cross-section at E.L. S (stresses) by the SOCOTEC software, proves to be very appropriate (safety, economy) and very practical.
 - For the infrastructure, the ribbed general invert is the right type of foundation for our structure to avoid possible differential settlements.

Key words: Building, Reinforced concrete, , ETABS17.1, RPA99 modified 2003, BAEL91 modified 99.

RESUME

Ce projet présent une étude détaillée d'un bâtiment à usage de bureaux constitué de deux sous-sols et d'un RDC + 11 étages, implanté dans la Commune de Bab Ezzouar, wilaya d'Alger Cette région est classée en zone sismique III selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de sept chapitre:

Le premier chapitre entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le deuxième chapitre pré-dimensionnement de la structure et la descente des charges.

L'étude dynamique et sismique de la structure ont été entamées dans le troisième et le quatrième chapitre par logiciel ETABS17.1 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

L'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles,) sera calculée dans le cinquième chapitre.

Le sixième chapitre a pour objectif d'étude des éléments secondaires (acrotère, dalle pleine).

Et enfin pour les éléments de l'infrastructure (radier général) seront calculé dans le dernier chapitre.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, , ETABS17.1, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

DEDICACE

Je souhaite dédier ce modeste travail aux personnes les plus exceptionnelles et importantes à mes yeux :

- ❖ Mon cher Papa qui m'a tout donné, de l'éducation à l'instruction, de la personnalité à la démarche à suivre dans cette vie, c'est mon exemple, mon idole, la personne la plus complète que je n'ai jamais connu, qui sait garder l'équilibre dans toute situation, le cadeau le plus cher dans ma vie, que dieu le protège et le garde pour nous.
- ❖ Ma chère Maman, le bijou le plus cher à mes yeux, la perle la plus rare, la personne la plus déterminée et dévouée que je connaisse, elle donne tout pour voir ses enfants réussir, et grandir dans les meilleures conditions possibles, si tu passes par-là, je t'aime maman, que dieu te garde pour nous.
- ❖ À mes chers Grands parents, que dieu les gardent pour nous, et les gardent en bonne santé
- ❖ À tous mes Frères adorés « Anouar, Karim, Mohamed Othman et Abdelmalek »
- ❖ À ma Belle-sœur Féthia, qui m'a toujours soutenu
- ❖ À ma Nièce, la nouvelle arrivée dans la famille, le petit ange, Nihel. Quand tu grandiras, tu t'apercevras que ton oncle t'aime énormément.
- ❖ À toute ma Famille sans exception.
- ❖ À mon Binôme ... un jour on dira que c'était dur, mais on l'a fait quand même.
- ❖ À mes Amis proches qui m'ont toujours soutenu (Anis, Raouf, Yacine, Oussama,) et mes camarades de promotion.

Merci à vous

Amine ZEMOURI.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ À mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir ; mon père (Kamel),
- ❖ À la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore. (Djamila)
- ❖ À mon frère (Adel) et ma sœur (Meriem), et bien sûr mon Binôme.
- ❖ Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, tous les professeurs que ça soit du primaire, du collège, ou de l'enseignement supérieur, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'études.
- ❖ À mes aimables amis (Cherif, Ahmed, Oussama, Redha, Yacine, Raouf) et mes collègues d'études.

Merci à vous

Oussama CHOUMANE.

REMERCEMENTS

Tout d'abord, nous remercions Dieu le tout puissant, de nous avoir donné le courage, la force, la santé et la patience d'achever ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer par ces quelques lignes, notre reconnaissance envers tous ceux, qui par leur présence, leur soutien, leur disponibilité et leurs conseils, nous ont permis de réaliser ce travail.

Tout particulièrement :

- Notre promotrice Madame Meguenni, qui nous a guidé et soutenu pour la réalisation de ce mémoire ;
- Madame Halfaya présidente du jury, Monsieur Amellal examinateur de notre these.
- Le Directeur du CTC de Blida, Monsieur Achour, pour son accueil chaleureux, ainsi que toute son équipe, particulièrement l'ingénieur Monsieur Toumi Noureddine, qui n'a ménagé aucun effort pour nous assister et nous encadrer activement pour la concrétisation de l'étude de ce projet.
- L'ensemble des enseignants du département Génie civil de l'université Saad Dahleb de Blida.

Que tous ceux que nous n'avons pas cités, et qui nous ont aidé de près ou de loin, reçoivent nos sincères remerciements.

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Site du projet	21
Figure 1.2. Plan de masse	22
Figure 1.3 Coupe A-A	23
Figure 1.4 : Coupe B-B	24
Figure 1.5 : Coupe C-C	25
Figure 1.6 : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU	30
Figure 1.7 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS	30
Figure 1.8 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U	32
Figure 2.1 : coupe du mur extérieur	37
Figure 2.2 : Dimensions de l'Acrotère	37
Figure 2.3 : Courbe de la Dégression de charges	40
Figure 2.4 : Répartition de la structure	42
Figure 2.5 : Le poteau central le plus sollicité en partie 1 (Axe G.7)	43
Figure 2.6 : Le poteau d'angle le plus sollicité en partie 1 (Axe I.11)	46
Figure 2.7 : Le poteau de rive le plus sollicité en partie 1 (Axe H.7)	49
Figure 2-8 : Le poteau central le plus sollicité en partie 2 (Axe D.6)	52
Figure 2.9 : Le poteau d'angle le plus sollicité en partie 2 (Axe I.7)	54
Figure 2.10 : Le poteau de rive le plus sollicité en partie 2 (Axe I.6)	56
Figure.2.11 : Coupes de voiles en plan	58
Figure 3.1 : Conception de la structure initiale	64
Figure 4.1 : Spectre de réponse	67
Figure 4.2 : Premier modèle	68
Figure 4.3: Modèle final	70
Figure 4.4 : Evaluation des effets du second ordre.	74
Figure.5.1 : Disposition des armatures de poteau 85x85	79
Figure.5.2 : Disposition des armatures pour les poteaux	85
Figure.5.3 : Schéma de ferrailage des poteaux (85x85) et (80x80)	85
Figure.5.4 : Schéma de ferrailage des poteaux (75x75) et (70x70)	86

Figure.5.5 : Schéma de ferrailage des poteaux (65x65) et (60x60)	86
Figure.5.6 : Schéma de ferrailage des poteaux (55x55) et (45x45)	86
Figure.5.7 : Schéma de ferrailage des poutres principales	92
Figure.5.8 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	92
Figure 5.9 : Disposition des voiles	93
Figure 5.10 : longueur tendue	95
Figure 5.11: Coupe transversale	99
Figure 5.12: Coupe longitudinale	99
Figure 6.1 : Coupe verticale de l'acrotère	101
Figure 6.2 : Ferrailage de l'acrotère	104
Figure 6.3 : Dimensions du panneau étudié	105
Figure 6.4 : ferrailage de la dalle pleine	107
Figure 7.1 : Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux	113
Figure 7.2 : Contraintes sous le radier	118
Figure 7.3 : Panneau de la dalle du radier	119
Figure 7.4 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier	121
Figure 7.5 : Ferrailage des nervures suivant <i>X-X</i> et <i>Y-Y</i>	123
Figure 7.6 : Schéma statique du débord	123
Figure 7.7 : Diagramme des Moments	123
Figure 7.8 : Evaluation des charges de voile périphérique	124
Figure 7.9 : Poussées des terres	125
Figure 7.10 : Ferrailage du Voile Périphérique sur les deux (2) sens	127
Figure 7.11 : Ferrailage des poteaux des sous-sol (partie 1)	129
Figure 7.12 : Ferrailage des poteaux des sous-sol (partie 2)	129

LISTE DES TABLEAUX

Table au 2-1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible	36
Table au 2.2 : Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)	36
Table au 2.3 : Dégression en fonction du nombre d'étages	41
Table au 2.4 : La descente des charges verticales du poteau central	44
Table au 2.5 : Calcul et vérification du poteau central	45
Table au 2.6 : La descente des charges verticales du poteau d'angle	47
Table au 2.7 : Calcul et vérification du poteau d'angle	48
Table au 2.8 : La descente des charges verticales du poteau de rive	50
Table au 2.9 : Calcul et vérification du poteau de rive	51
Table au 2.10 : La descente des charges verticales du poteau central	53
Table au 2.11 : Calcul et vérification du poteau central	53
Table au 2.12 : La descente des charges verticales du poteau d'angle	55
Table au 2.13 : Calcul et vérification du poteau d'angle	55
Table au 2.14 : La descente des charges verticales du poteau de rive	57
Table au 2.15 : Calcul et vérification du poteau de rive	57
Table au 3.1 : Résultats selon ETABS	62
Table au 4.1 : Facteur de qualité	67
Table au 4.2 : Caractéristiques dynamiques du premier modèle	68
Table au 4.3 : Nouvelles sections des poteaux dans la partie 1	69
Table au 4.4 : Nouvelles sections des poteaux dans la partie 2	70
Table au 4.5 : Caractéristiques dynamiques du modèle final	70
Table au 4.6 : Déplacements inter-étages suivant x-x et y-y	72
Table au 4.7 : Vérification de l'effort normal réduit dans la partie L	73
Table au 4.8 : Vérification de l'effort normal réduit dans la partie Non L	73
Table au 4.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant l'axe x-x et y-y	75
Table au 5.1 : Ferrailage longitudinal des poteaux en partie 1	80
Table au 5.2 : Ferrailage longitudinal des poteaux en partie 2	81

Table au 5.3 : Vérification des contraintes à l'aide de logiciel BAELr/SOCOTEC	81
Table au 5.4 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	82
Table au 5.5 : Espacements maximaux selon RPA99.	83
Table au 5.6 : Ferrailage transversal des poteaux	84
Table au 5.7 : Ferrailages des poutres	88
Table au 5.8 : Vérification des contraintes à l'E.L. S	89
Table au 5.9 : Vérification la contrainte de cisaillement dans la zone nodale	90
Table au 5.10 : Ferrailage transversal des poutres	91
Table au 5.11 : Vérification de la flèche des poutres	92
Table au 5.12 : Ferrailage longitudinal des voiles (x-x)	94
Table au 5.13 : Ferrailage longitudinal des voiles (y-y)	96
Table au 6.1 : Ferrailage de la dalle pleine	106
Table au 6.2 : Vérification des contraintes de la dalle pleine	107
Table au 7.1 : Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante	112
Table au 7.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU	118
Table au 7.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS	119
Table au 7.4 : Ferrailage des panneaux du radier	121
Table au 7.5 : Ferrailage des nervures (sens x-x)	122
Table au 7.6 : Ferrailage des nervures (sens y-y)	122
Table au 7.7 : Ferrailage du débord	124
Table au 7.8 : Ferrailage du voile périphérique	126

LISTE DES ABREVIATIONS

A : Section d'acier tendue.
A' : Section d'acier comprimée.
Amax : Section d'acier maximale.
Amin: Section d'acier minimale
At : Section d'acier transversale.
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
ELU : Etat Limite Ultime.
ELS : Etat Limite de Service.
SPC : Section partiellement comprimée.
SEC : Section entièrement comprimée.
SET: Section entièrement tendue.
Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Eij: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
G : Module d'élasticité transversale.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
M : Moment fléchissant.
M0 : Moment isostatique.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'ELU.
Mser : Moment fléchissant à l'ELS
N : Effort normal
Nser : Effort normal à l'ELS.
Nu : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
F : Effort de traction.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.
b : Largeur de la section du béton.
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

e : Epaisseur

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

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à « 28 » jours.

i : Rayon de giration.

l_f : Longueur de flambement,

s_t : Espacement d'armature transversale.

Σ : Sommation.

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : Poids.

ε : Déformation relative.

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élancement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de POISSON.

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ : Déplacement d'un niveau.

RDC : Rez-De-Chaussée.

ACC : Accidentelle.

AN : Axe neutre.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	18
CHAPITRE 1 PRESENTION DU PROJET	20
1.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE	21
1.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE	22
1.2.1. Caractéristiques géométriques	25
1.2.2 Système constructif de l'ouvrage	26
1.3. REGLEMENTATION UTILISEE	27
1.4. PROPRIETES DES MATERIAUX	27
1.4.1. Béton	27
1.4.2 Acier	31
1.4.3 Hypothèses de calcul aux états limites	33
CHAPITRE 2 PREDIMENSIONNEMENT	34
2.1. INTRODUCTION	35
2.2. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS	35
2.3. EVALUATION DES CHARGES	36
2.3.1 – Plancher terrasse	36
2.3.2 – Plancher étage courant	36
2.3.3 – Maçonnerie	37
2.3.4 – Acrotère	37
2.4. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS	38
2.4.1. Prédimensionnement des poutres	38
2.4.2. Prédimensionnement des poteaux	39
2.4.3. Predimensionnement Des Voiles	58
CHAPITRE 3 ETUDE DYNAMIQUE	60
3.1. INTRODUCTION	61
3.2. MODELISATION DE LA STRUCTURE	61
3.3. RESULTATS DE LA STRUCTURE AUTO-STABLE	62
3.4. CALCUL DE LA PERIODE FONDAMENTALE	62
3.5. RESULTATS DE LA STRUCTURE INITIALE	63

CHAPITRE 4 ETUDE SISMIQUE	65
4.1. INTRODUCTION	66
4.2. SPECTRE DE REPONSE	66
4.3 CONCEPTION DU PREMIER MODELE	68
4.4. CONCEPTION DU MODELE FINAL	70
4.4.1. Caractéristiques dynamiques propres	70
4.4.1.1. Détermination de la force (V)	71
4.4.1.2. Résultantes des forces sismiques	71
4.4.1.3. Vérification des déplacements inter-étages	72
4.4.1.4. Vérification du critère de l'effort normal réduit	73
4.4.1.5. Vérification du facteur de comportement	74
4.4.1.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	74
CHAPITRE 5 FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS	75
5.1. INTRODUCTION	77
5.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX	77
5.2.1. Calcul du ferraillage longitudinal	77
5.2.2. Méthode de calcul du ferraillage longitudinal	79
5.2.3. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant	82
5.2.4 Ferraillage transversal des poteaux	83
5.2.5 : Schéma de ferraillage des poteaux	85
5.3. FERRAILLAGE DES POUTRES	87
5.3.1. Introduction	87
5.3.2. Calcul de ferraillage	88
5.3.3. Vérification vis à vis de l'ELS	88
5.3.4. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant	89
5.3.4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement	89
5.3.4.2. Calcul des armatures transversales	90
5.3.5. Vérification de la flèche	91
5.3.6. Schéma de ferraillage des poutres	92
5.4. FERRAILLAGE DES VOILES	93
5.4.1. Introduction	93

5.4.2. Ferrailage longitudinal	94
5.4.2.1. Ferrailage minimal	94
5.4.2.2. Ferrailage du voile (V4) RDC le plus sollicité suivant (x-x) par la méthode des contraintes	94
5.4.2.2.1 Exemple de calcul	95
5.4.2.3. Ferrailage du voile (Y4) le plus sollicité suivant (y -y) par la méthode des contraintes	96
5.4.3. Vérification de contraintes limites de cisaillement	97
5.4.3.1. Voile V4 RDC : (x-x)	97
5.4.3.2. Voile Y5 RDC (y-y)	97
5.4.4. Calcul de ferrailage transversal	97
5.4.4.1. Voile V4 RDC (x-x)	97
5.4.4.2. Voile Y5 RDC (y-y)	98
5.4.5. Schéma de ferrailage des voiles	99
CHAPITRE 6 CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	100
6.1. INTRODUCTION	101
6.2. CALCUL DE L'ACROTERE	101
6.2.1. Evaluation des charges	101
6.2.2. Calcul des efforts	102
6.2.3. Ferrailage de l'acrotère	102
6.2.4. Vérification de la section d'acier	103
6.2.5. Vérification à L'E.L.S	104
6.2.6. Vérification de l'effort tranchant	104
6.3 CALCUL DES PLANCHERS	105
6.3.1. Dalle pleine	105
6.3.1.1. Dalle pleine de R.D.C	105
6.3.1.2 Schéma De Ferrailage De La Dalle Pleine	107
CHAPITRE 7 ETUDE DES FONDATIONS	108
7.1. INTRODUCTION	109
7.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS	109

7.3. FACTEURS INTERVENANT DANS LE CALCUL DES FONDATIONS	109
7.4. CALCUL DES FONDATIONS	110
7.4.1. Semelle isolée	110
7.4.2. Semelles filantes	111
7.4.3. Radier général	113
7.4.3.1. Introduction	113
7.4.3.2. Surface nécessaire	113
7.4.3.3. Prédimensionnement du radier	114
7.4.3.4. Caractéristiques géométriques du radier	115
7.4.3.5. Vérifications Nécessaires	116
7.4.3.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier	116
7.4.3.5.2. Vérification des contraintes sous le radier	117
7.4.4. Ferrailage de la dalle du radier	119
7.4.5. Ferrailage des nervures	122
7.4.5.1. Calcul des efforts	122
7.4.5.2. Vérifications nécessaires	123
7.4.6. Ferrailage du débord	123
7.5. VOILE PERIPHERIQUE	124
7.5.1. Introduction	124
7.5.2. Prédimensionnement	125
7.5.3. Evaluation des charges	125
7.5.4. Effort dans le voile périphérique	125
7.5.5. Ferrailage du voile périphérique	126
7.5.6. Condition exigée par les RPA99/version 2003	127
CONCLUSION GENERALE	130
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	132
ANNEXES	133

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Dans un projet de bâtiment ou de travaux publics, la construction est le fait d'assembler différents éléments d'un édifice, en utilisant des matériaux et des techniques appropriées.

Cependant la conception d'un projet en génie civil, s'étudie en prenant en considération les aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui veut dire en tenant compte des données suivantes :

- L'usage ;
- La résistance et la stabilité des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) ;
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques ;
- Les conditions économiques.

Le premier chapitre entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le deuxième chapitre pré-dimensionnement de la structure et la descente des charges.

L'étude dynamique et sismique de la structure ont été entamées dans le troisième et le quatrième chapitre par logiciel ETABS17.1 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

L'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles,) sera calculée dans le cinquième chapitre.

Le sixième chapitre a pour objectif d'étude des éléments secondaires (acrotère, dalle pleine).

Et enfin pour les éléments de l'infrastructure (radier général) seront calculé dans le dernier chapitre.

Les plans de notre structure sont joints en Annexe C.

CHAPITRE 1

PRESENTATION DU PROJET

1.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble à usage de bureaux, La circulation verticale est assurée à travers des cages d'escaliers et des cages d'ascenseurs.

Il est implanté dans la Commune de Bab Ezzouar, wilaya d'Alger, qui est classée comme étant une zone de forte sismicité (zone III), selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003).

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

-BAEL 91 et CBA93.

-RPA99 version 2003.



SITUATION DU PROJET



Figure 1.1. Site du projet

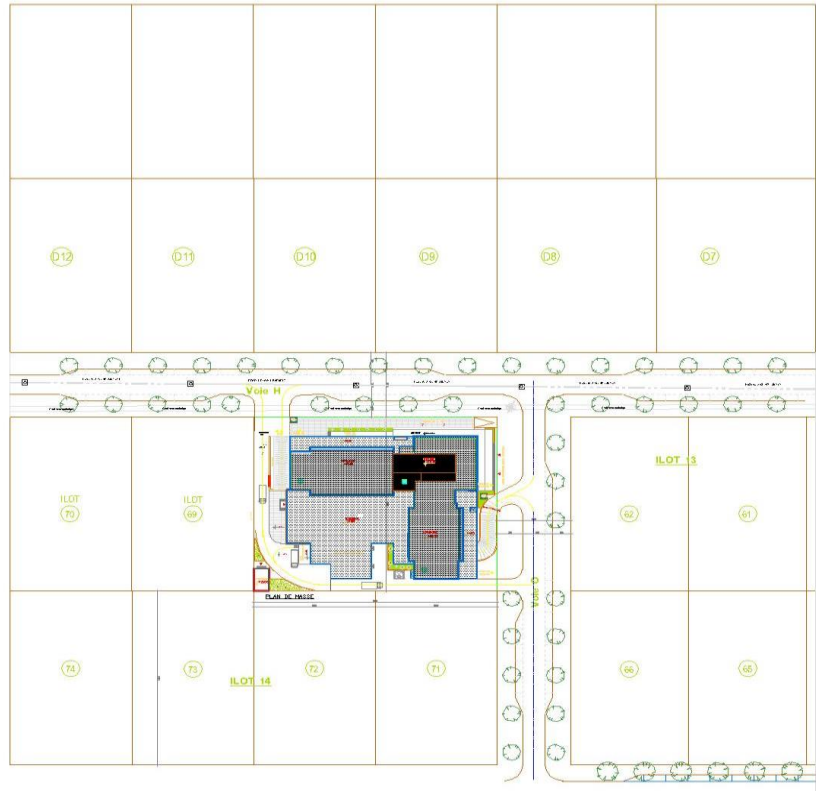


Figure 1.2. Plan de masse

1.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE

L'ouvrage se compose d'un RDC et (11) étages, plus deux (2) sous-sols ; la fonction de chaque étage est définie comme suit :

- Deux sous-sols sont réservés pour le parking auto ;
- Le RDC à usage de service ;
- Du 1^{ère} au 11^{ème} étage à usage de bureaux ;
- Une terrasse inaccessible avec une partie d'usage technique .
- Du fait de sa configuration architecturale, le bâtiment présente des irrégularités en plan et en élévation



Figure 1.3 Coupe A-A

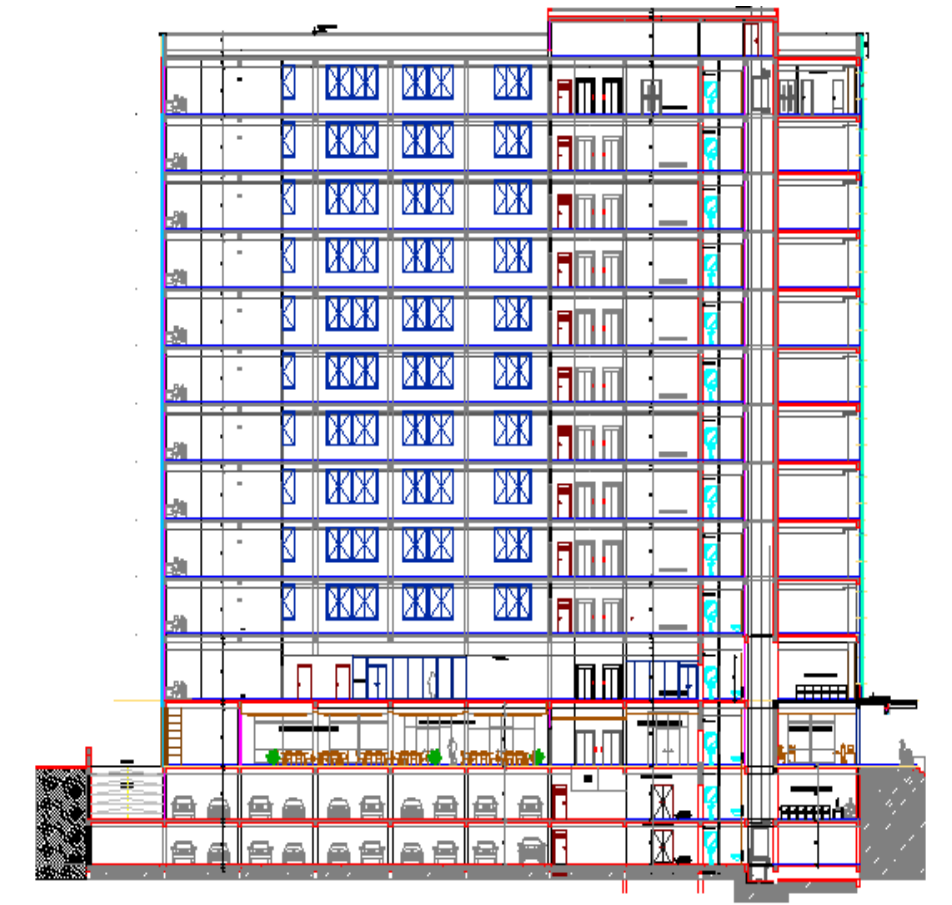


Figure 1.4 : Coupe B-B

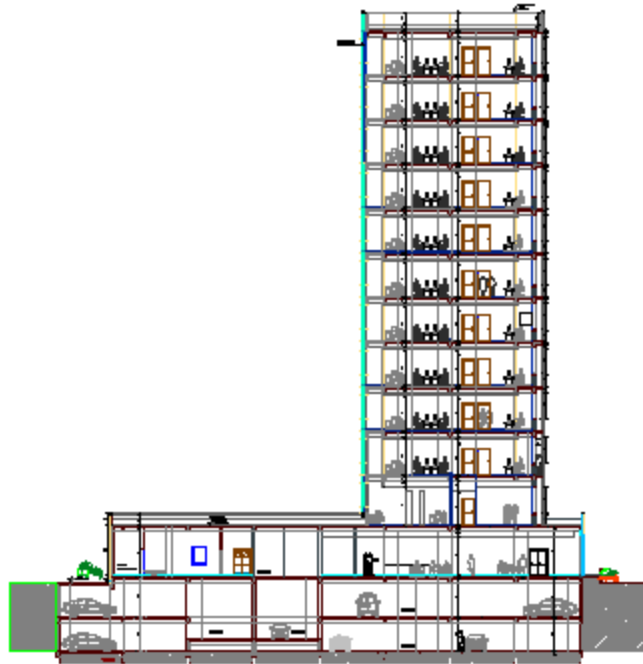


Figure 1.5 : Coupe C-C

1.2.1. Caractéristiques géométriques

a. Dimensions en élévation :

- Hauteur totale est de : 49.64 m
- Hauteur du rez-de-chaussée et du premier étage est de : 4.25 m
- Hauteur de l'étage courant est de : 3.74m
- Hauteur de sous-sol (1) est de : 3.40 m
- Hauteur de sous-sol (2) est de : 2.89 m

b. Dimensions en plan :

- Longueur totale (sens longitudinale) : $L = 50.60$ m
- Largeur totale (sens transversal) : $L = 44$ m

1.2.2 Système constructif de l'ouvrage

a. Ossature :

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué initialement par un système auto stable ; pour satisfaire les recommandations de règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003), des voiles en béton armé seront ajoutées à la structure dans les deux (2) sens.

b. Les Planchers :

Les planchers sont des éléments plans, dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions ; notre bâtiment comporte un seul type de planchers :

Plancher à dalle pleine pour les différents niveaux de structure.

c. Escaliers :

Les escaliers servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages ; ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte deux types d'escaliers :

- Une cage d'escalier à deux volées.
- Trois cages d'escaliers à trois volées.

d. Ascenseur :

La structure comporte des cages d'ascenseurs :

- Trois cages d'ascenseurs du 1^{er} jusqu'au 11^{ème} étage
- Trois cages d'ascenseurs du 2^{ème} sous-sol jusqu'au rez de chaussée

e. Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en briques creuses.

- Murs extérieurs : ils seront constitués d'une double cloison (ép. = 30cm).
- Murs intérieurs : ils seront constitués d'une simple cloison (ép. = 10cm).

f. Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé coulé sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.

- La contrainte admissible du sol est de 3 bars.
- La profondeur d'ancrage de l'infrastructure est 7,49 m.
- La catégorie de site S3 : site meuble.

g. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2 cm pour les bureaux, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds (e = 2 cm).
- Mortier de ciment (e=3cm). Pour crépissages des façades extérieures.
- Mortier de pose de carrelage (e = 2 cm).
- Lit de sable sous le carrelage de (e = 2 cm).

1.3. REGLEMENTATION UTILISEE

- RPA, DTR B.C 2-4.8 (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003)
- CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) (modifié 99 [Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitations).

1.4. PROPRIETES DES MATERIAUX

1.4.1. Béton

a. Composition :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton, des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction, ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression, s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

- Ciment : Le CPJ - CEM II/B 42,5
- Granulats : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
 - Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 5$) mm
 - Graviers de dimension ($8 \leq D_g \leq 25$) mm
- Eau de gâchage : Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

b. Résistance du béton :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurées à "j" jours d'âge.

- Résistance à la compression :
Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours) ; elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16 x 32) cm² (la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm²). Pour notre ouvrage, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 30 MPa.
- Résistance à la traction :
La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$.

c. Module de déformation longitudinale du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinale ; il est défini sous l'action des contraintes normales à courte et à longue durée.

- Module de déformation instantanée :
Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 [f_{cj}]^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 34180 \text{ MPa}$.

- Module de déformation différée :

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot [f_{cj}]^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 11497 \text{ MPa}$.

- d. Coefficient de poisson :

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif transversal}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}} = \frac{\Delta l/l}{\Delta L/L}$$

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états limites de service (béton non fissuré)
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états limites ultimes (béton fissuré).

- e. Contraintes limites de calcul :

En se référant au règlement du BAEL 91(modifié 99), on distingue deux états limites.

- Etat limite ultime « E.L.U »

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par : $f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$

avec:

$$\gamma_b : \text{coefficient de sécurité,} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ pour les situations accidentelles} \end{array} \right.$$

θ : coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

Si $t > 24\text{h}$ $\rightarrow \theta = 1$

Si $1\text{h} < t < 24\text{h}$ $\rightarrow \theta = 0,9$

Si $t < 1\text{h}$ $\rightarrow \theta = 0,85$

Avec: t = durée d'application de l'action considérée en heures

- Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

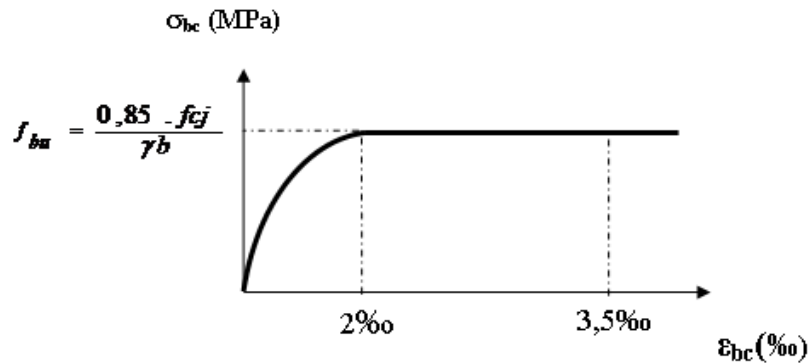


Figure 1.6 : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU

- Etat limite de service « E. L. S » :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels, elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} \quad [\text{MPa}]$$

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$.

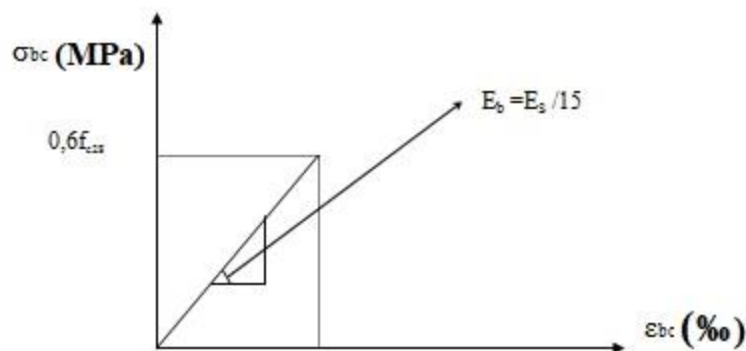


Figure 1.7 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

1.4.2 Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales.
- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE500 pour les armatures longitudinales.

Limites élastiques :

- Ronds lisses FeE220 $\longrightarrow$ $f_e = 215 \text{ Mpa}$
 FeE240 $\longrightarrow$ $f_e = 235 \text{ Mpa}$
- Haute adhérence FeE400 $\longrightarrow$ $f_e = 400 \text{ Mpa}$
 FeE500 $\longrightarrow$ $f_e = 500 \text{ Mpa}$

a. Contrainte de calcul :

- Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

σ_s = Contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur =

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$$\text{Haute adhérence (} f_e = 500 \text{ MPa)} \quad \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 435 \text{ MPa} & \text{Situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s (\text{MPa}) = \zeta_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(240 \text{ Mpa} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s (\text{MPa}) = 0.8 \zeta_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e ; \max(200 \text{ Mpa} ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$

Avec :

η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,00 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,60. & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

b. Allongement de rupture :

ϵ_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

c. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ [MPa]

d. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU :

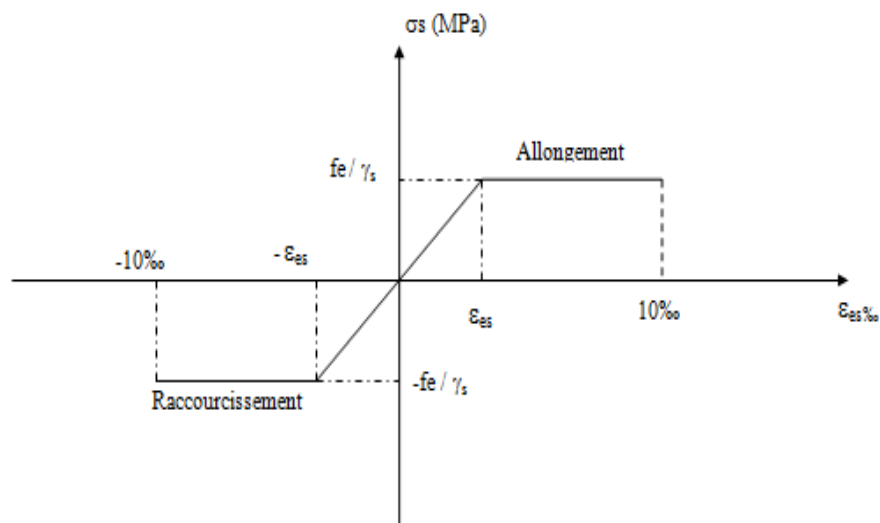


Figure 1.8 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U

σ_s = Contrainte de l'acier.

γ_s = Coefficient de sécurité de l'acier.

ϵ_s = Allongement relatif de l'acier.

1.4.3 Hypothèses de calcul aux états limites

a. Hypothèse de calcul à l'ELU :

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 % dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10%.

b. Hypothèse de calcul à l'ELS :

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

CHAPITRE 2

PREDIMENSIONNEMENT

2.1. INTRODUCTION

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre structure et les caractéristiques des matériaux, nous procédons dans ce chapitre, au prédimensionnement des éléments porteurs du bâtiment à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

Le prédimensionnement des éléments porteurs d'une structure est une étape préliminaire dans un projet de génie civil ; nous nous référons aux recommandations du RPA99 (version 2003), BAEL 91 modifié 99 et au CBA 93 pour définir la section minimale des éléments porteurs.

Le prédimensionnement se base sur le principe de la descente des charges verticales, agissant directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

2.2. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Un plancher dans le domaine du bâtiment, est un ouvrage formant une plateforme horizontale ou une séparation entre les différents étages d'une construction, sa sous face est appelée plafond.

Dans notre cas, puisque on a des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$) nous avons un seul type de planchers :

a-Plancher en dalle pleine :

Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante, reposant sur un système de poutre secondaire et principale, les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres. On déduira l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- Résistance à la flexion :

L'épaisseur d'une dalle est fonction de sa portée et des charges qu'elle devra supporter :

$$\frac{L_x}{30} \leq h \leq \frac{L_x}{20}$$

L_x étant la plus grande portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

Dans notre cas : $L_x = 6,1 \text{ m}$

On aura donc : $\frac{6,1}{30} \leq h \leq \frac{6,1}{20} \text{ [m]}$. Soit : $18,30 \leq h \leq 30,50 \text{ [cm]}$

On opte : $h = 20 \text{ cm}$

2.3. EVALUATION DES CHARGES

2.3.1 – Plancher terrasse

- Charge permanente (plancher en dalle pleine) :

Tableau 2-1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	18	0.90
2	Forme de pente	0.1	22	2.20
3	Etanchéité multicouche	/	/	0.12
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Dalle pleine	0.20	25	5.00
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				8.58

- Charge d'exploitation :
Q= 1 kN/m² (plancher terrasse inaccessible).

2.3.2 – Plancher étage courant :

- Charge permanente (plancher en dalle pleine) :

Tableau 2.2 : Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)

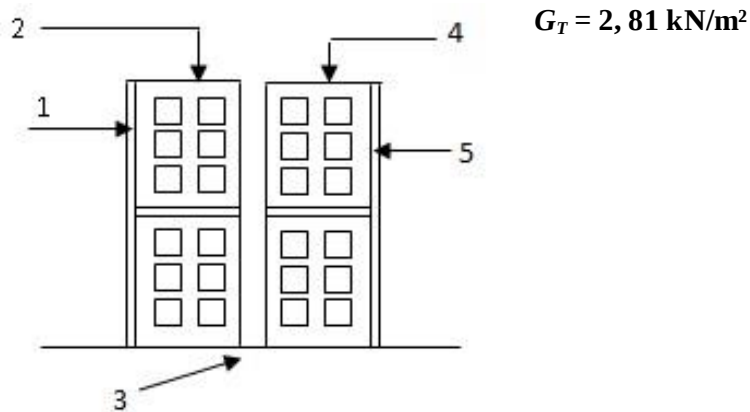
N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Dalle de sol	0,02	21	0,42
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Lit de sable	0,03	18	0.54
4	Dalle pleine	0,20	25	5.00
5	Cloisons légères	/	/	1.00
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				7.56

- Charge d'exploitation :
Q= 2,5 kN/m² (plancher étage courant).

2.3.3 – Maçonnerie

Murs extérieurs (doubles cloisons)

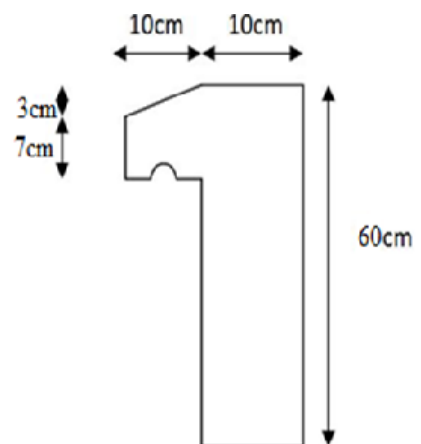
- | | |
|-------------------------------------|--------------------------|
| 1) Enduit au ciment | 0,36 kN / m ² |
| 2) Brique creuse (ep = 15 cm) | 1,35 kN / m ² |
| 3) Brique creuse (ep = 10 cm) | 0,90 kN / m ² |
| 4) Enduit au plâtre | 0,20 kN / m ² |

**Figure 2.1 : coupe du mur extérieur**

2.3.4 – Acrotère

L'acrotère est un élément non structural encastré au plancher terrasse, soumis à une flexion composée, due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante (charge statique).

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

**Figure 2.2 : Dimensions de l'Acrotère**

Évaluation des charges :

Charge permanente : $G = 2,125 \text{ KN/m}$

2.4. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

2.4.1. Prédimensionnement des poutres

Le prédimensionnement des poutres se fait en appliquant des règles fournies par le CBA93, et en vérifiant les résultats trouvés par les exigences des RPA99 v 2003.

a- Poutres principales (porteuses) :

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

$$0,3 h \leq b \leq 0,6 h$$

Avec : $L_{\max}$: la portée la plus grande des poutres

h : la hauteur de la section

b : la largeur de la section.

- La hauteur (h) :

$$L_{\max} = 6.10 \text{ m} \rightarrow (610/15) \leq h \leq (610/10)$$

$$40,70 \leq h \leq 61 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h = 55 \text{ cm.}$$

- La largeur (b) :

$$h = 55 \text{ cm} \rightarrow (0,3 \times 55) \leq b \leq (0,7 \times 55)$$

$$16,5 \leq b \leq 38,50 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } b = 35 \text{ cm.}$$

Vérification selon les exigences des RPA99 v2003 :

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

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

$$h/b < 4$$

Or:

$$b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h = 55 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b = 1,57 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Poutres secondaires (non porteuses) :

- La hauteur (h) :

$$L_{\max} = 5,50 \text{ m} \rightarrow (550/15) \leq h \leq (550/10)$$

$$36,66 \leq h \leq 55 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h = 45 \text{ cm.}$$

- La largeur (b) :

$$h = 45 \text{ cm} \rightarrow (0,3 \times 45) \leq b \leq (0,7 \times 45)$$

$$13,5 \leq b \leq 31,50 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } b = 30 \text{ cm.}$$

Vérification selon les exigences des RPA99 v2003 :

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

$$b \geq 30 \text{ cm}$$

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

$$h/b < 4$$

Or:

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

$$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b = 1,50 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Toutes les conditions des RPA99 v 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc on adopte :

- Des poutres principales : $(b \times h) = (35 \times 55) \text{ cm}^2$
- Des poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

2.4.2. Prédimensionnement des poteaux

a-Principe :

Le prédimensionnement des poteaux est basé sur la descente de charge , après calcul de l'effort normal à la base du poteau le plus sollicité , on peut avoir une idée sur les dimensions de la section plane de celui-ci , un résultat qui peut être généralisé pour tous les poteaux du même niveau , et qui supportent des surfaces de plancher similaires ; pour des raisons économiques, et étant donné que l'effort normal est plus petit dans les poteaux des étages supérieurs, une réduction de section sera faite avec la hauteur.

La comparaison des dimensions trouvées avec les dimensions minimales imposées par les RPA99 v 2003 est exigée.

b- Calcul des sections des poteaux :

Justification du poteau :

$$N_u \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \cdot \alpha \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour limiter l'élancement des poteaux, on prend $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On trouve que $Br \geq 0,064 N_u$

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$)

d- Loi de dégression :

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de charges d'exploitation doit être supérieur à 5 niveaux, ce qui est le cas de notre structure.

$$Q_0 + \frac{3+i}{2i} \sum_1^i Q_i$$

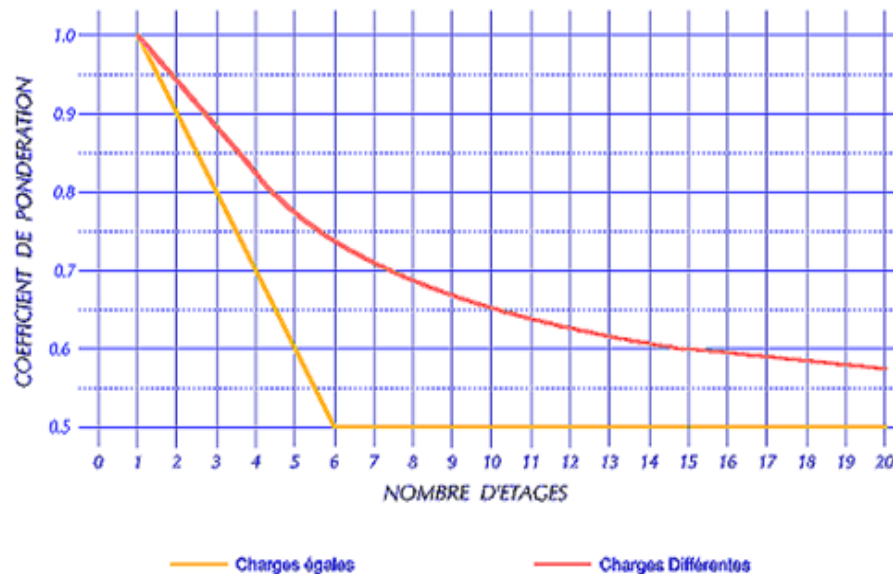


Figure 2.3 : Courbe de la Dégression de charges

Le tableau ci-dessous explique la variation des coefficients de pondération en fonction du nombre d'étage :

Tableau 2.3 : Dégression en fonction du nombre d'étages

Niveau du plancher	Charge d'exploitation	formule	Le cumul KN/m ²
Terrasse	1	Q_0	1
P11	3,5	$Q_0 + Q$	4,50
P12	2,5	$Q_0 + 0,95 \sum Q_i$	5,27
P9	2,5	$Q_0 + 0,90 \sum Q_i$	7,30
P8	2,5	$Q_0 + 0,85 \sum Q_i$	9,07
P7	2,5	$Q_0 + 0,80 \sum Q_i$	10,60
P6	2,5	$Q_0 + 0,75 \sum Q_i$	11,87
P5	2,5	$Q_0 + 0,714 \sum Q_i$	13,14
P4	2,5	$Q_0 + 0,687 \sum Q_i$	14,39
P3	2,5	$Q_0 + 0,666 \sum Q_i$	15,65
P2	2,5	$Q_0 + 0,650 \sum Q_i$	16,92
P1	2,5	$Q_0 + 0,636 \sum Q_i$	18,17
RDC	2,5	$Q_0 + 0,625 \sum Q_i$	19,43
S /SOL1	2,5	$Q_0 + 0,615 \sum Q_i$	20,68

f - Descente de charge :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges verticales sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

D'après la surface (en plan) et les charges verticales qui leur reviennent, on distingue 2 parties dans notre bâtiment :

- La première Partie : qui représente l'ensemble de panneaux non hachurés (R+11)
- La deuxième partie : qui représente l'ensemble de panneaux hachurés (RDC)

Les deux parties contiennent 3 types de poteaux (rive, angle et central)



Figure 2.4 : Répartition de la structure

g.1. La première partie :

g.1.1. Poteau central :

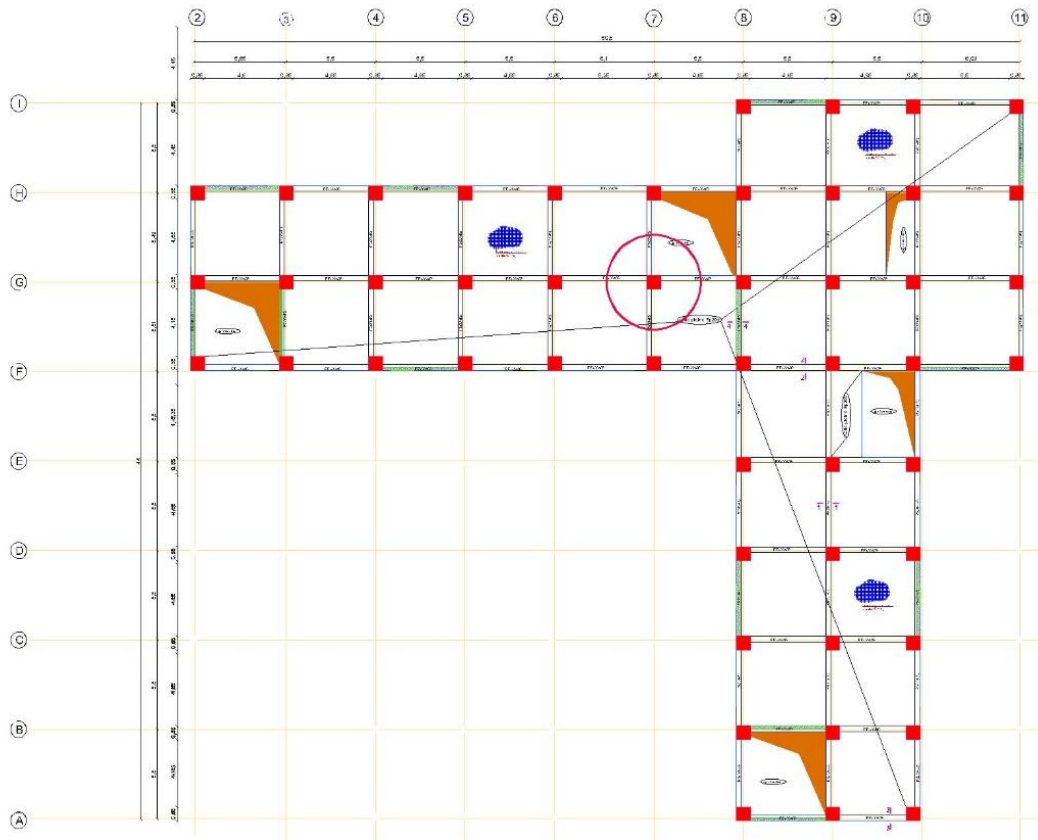
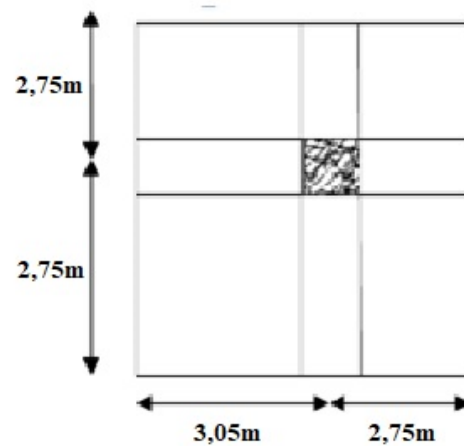


Figure 2.5 : Le poteau central le plus sollicité en partie 1 (Axe G.7)

Surface des planchers supportés par ce poteau

$$S = 31.90 \text{ m}^2$$



Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 2.4 : La descente des charges verticales du poteau central

Niveau	Désignation des éléments (kN)	G (kN)	Cumul G (kN)	Q (kN)	Cumul Q (kN)
Terrasse Inaccessible	Plancher terrasse → 130.03 Poutre principale → 13.23 Poutre secondaire → 8.27 Acrotère → 11.69	163.22	163.22	15,12	15,12
Etage technique	Plancher courant → 241.16 Poutre principale → 27.91 Poutre secondaire → 17.55 Pot → 7.18	241.16	457.02	111.65	126,77
11	//	241.16	750.08	79.75	206,52
10	//	241.16	1044.62	79.75	286,27
9	//	241.16	1338.42	79.75	366.07
8	//	241.16	1632.22	79.75	382.32
7	//	241.16	1926.02	79.75	420.60
6	//	241.16	2219.82	79.75	450.90
5	//	241.16	2513.62	79.75	473.23
4	//	241.16	2807.42	79.75	487.59
3	//	241.16	3101.22	79.75	493.97
2	//	241.16	3395.02	79.75	492.37
1	Plancher courant → 241.16 Poutre principale → 27.91 Poutre secondaire → 17.55 Pot → 8.33	294.95	3689.79	79.75	532.25
RDC	//	294.95	3984.92	79.75	572.12
S/SOL 1	Plancher S/Sol → 251.37 Poutre principale → 27.91 Poutre secondaire → 17.55 Pot-ssol 1 → 6.41	303.24	4288.16	79.75	612

Tableau 2.5 : Calcul et vérification du poteau central

Niveau	Nu (kN)	Br (cm ²)	$b=\sqrt{(Br+2)}$ cm	a (cm)	Choix (cm)	RPA (cm)
Terrasse Inaccessible	277,047	146,83	6,13	37,50	40x40	30
Etage technique	841,15	445,81	14,55	37,5	40x40	30
11	1343,05	711,81	22,05	37,5	40x40	30
10	1832,98	971,48	29,36	37,5	40x40	30
9	2310,97	1224,81	36,50	37,5	45x45	30
8	2776,97	1471,79	43,45	37,5	45x45	30
7	3231,02	1712,44	50,23	37,5	50x50	30
6	3673,12	1946,75	56,83	37,5	50x50	30
5	4103,24	2174,72	63,25	37,5	55x55	30
4	4521,40	2396,34	69,50	37,5	55x55	30
3	4927,60	2611,62	75,56	37,5	60x60	30
2	5321,84	2820,57	81,45	37,5	60x60	30
1	5779,83	3063,31	77,63	42,5	60x60	30
RDC	6237,83	3306,05	83,63	42,5	60x60	30
S/SOL 1	6707,01	3554,71	113,08	34	60x60	30

g.1.2. Poteau d'angle :

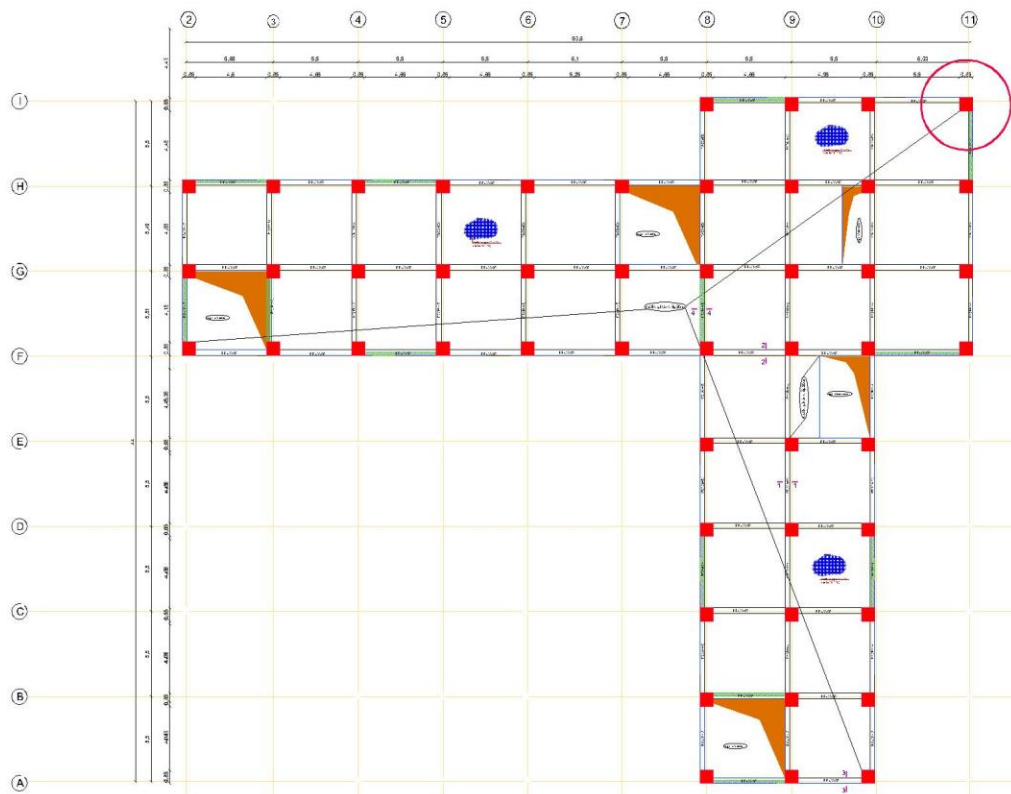
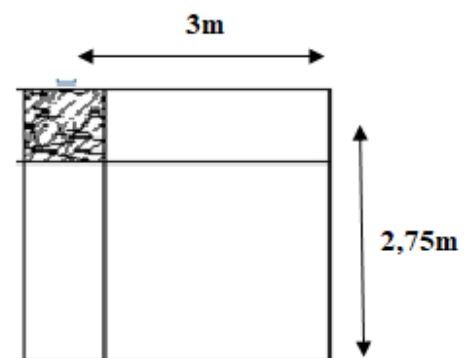


Figure 2.6 : Le poteau d'angle le plus sollicité en partie 1 (Axe I.11)

Surface des planchers supportés par ce poteau :

$$S = 8,25 \text{ m}^2.$$



Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 2.6 : La descente des charges verticales du poteau d'angle

Niveau	Désignation des éléments (kN)	G (kN)	Cumul G (kN)	Q (kN)	Cumul Q (kN)
Terrasse	Plancher terrasse → 70,95 Poutre principale → 14,44 Poutre secondaire → 8,27 Acrotère → 12,21	105,87	105,87	8,25	8,25
11	Plancher courant → 62,37 Poutre principale → 14,44 Poutre secondaire → 8,27 Mur extérieur → 17,28 Pot → 7,18	109,40	216,42	20,63	28,88
10	//	109,40	326,97	20,63	49,51
9	//	109,40	437,52	20,63	70,14
8	//	109,40	548,07	20,63	90,77
7	//	109,40	658,62	20,63	103,15
6	//	109,40	769,17	20,63	113,47
5	//	109,40	879,72	20,63	121,72
4	//	109,40	990,27	20,63	127,91
3	//	109,40	1100,82	20,63	132,03
2	//	109,40	1211,37	20,63	134,1
1	Plancher courant → 62,37 Poutre principale → 14,44 Poutre secondaire → 8,27 Pot → 8,33	110,55	1320,77	20,63	134,1
RDC	//	110,55	1430,17	20,63	144,41
S/SOL 1	Plancher S/Sol → 65,01 Poutre principale → 14,44 Poutre secondaire → 8,27 Pot-ssol 1 → 6,41	94,13	1524,3	20,63	164,72

Tableau 2.7 : Calcul et vérification du poteau d'angle

N	Nu (kN)	Br (cm ²)	$b=\sqrt{(Br+2)}$ cm	a (cm)	Choix (cm)	RPA (cm)
Terrasse	173,86	92,15	4,60	37,4	40x40	30
11	354,05	187,65	7,30	37,4	40x40	30
10	531,15	281,51	9,95	37,4	40x40	30
9	705,14	373,72	12,55	37,4	40x40	30
8	876,04	464,30	15,11	37,4	40x40	30
7	1043,86	553,24	17,62	37,4	40x40	30
6	1208,58	640,54	20,09	37,4	40x40	30
5	1370,20	726,20	22,51	37,4	40x40	30
4	1528,72	810,22	24,88	37,4	40x40	30
3	1684,15	892,60	27,21	37,4	40x40	30
2	1836,49	973,34	29,49	37,4	40x40	30
1	1984,18	1051,62	27,96	42,5	45x45	30
RDC	2147,34	1138,09	30,10	42,5	45x45	30
S/SOL 1	2304,88	1221,58	40,17	34	45x45	30

g.1.3.Poteau de rive

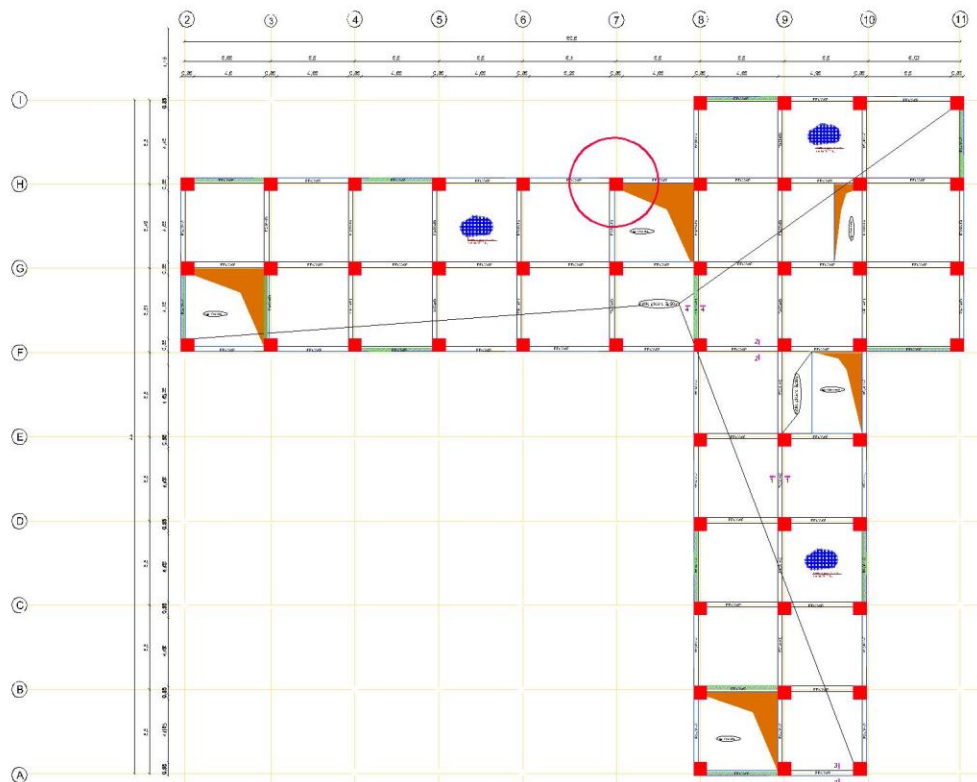
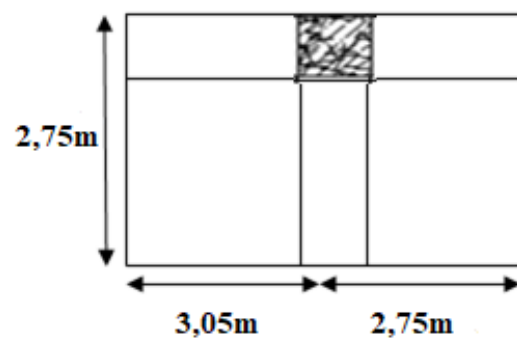


Figure 2.7 : Le poteau de rive le plus sollicité en partie 1 (Axe H.7)

Surface des planchers supportés par ce poteau :

$$S = 15,95 \text{ m}^2.$$



Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 2.8 : La descente des charges verticales du poteau de rive

Niveau	Désignation des éléments (kN)	G (kN)	Cumul G (kN)	Q (kN)	Cumul Q (kN)
Terrasse Inaccessible	Plancher terrasse → 65,01 Poutre principale → 13,23 Poutre secondaire → 8,27 Acrotère → 11,69	98,20	98,20	7,56	7,56
Etage technique	Plancher courant → 120,58 Poutre principale → 27,91 Poutre secondaire → 8,27 Mure extérieure → 17,28 Pot → 7,18	181,22	279,42	55,83	63,39
11	//	181,22	460,64	39,88	103,27
10	//	181,22	641,86	39,88	143,15
9	//	181,22	823,08	39,88	183,03
8	//	181,22	1004,3	39,88	191,18
7	//	181,22	1185,52	39,88	210,32
6	//	181,22	1366,74	39,88	225,47
5	//	181,22	1547,96	39,88	236,64
4	//	181,22	1729,18	39,88	243,82
3	//	181,22	1910,4	39,88	247,01
2	//	181,22	2091,62	39,88	246,21
1	Plancher courant → 120,58 Poutre principale → 27,91 Poutre secondaire → 8,27 Mur extérieur → 17,28 Pot → 8,33	182,37	2273,99	39,88	266,10
RDC	//	182,37	2457,36	39,88	286,09
S/SOL 1	Plancher S/Sol → 125,69 Poutre principale → 27,91 Poutre secondaire → 8,27 Pot-ssol 1 → 6,41	168,28	2625,64	39,88	306,03

Tableau 2.9 : Calcul et vérification du poteau de rive

N	Nu (kN)	Br (cm²)	b=$\sqrt{(Br + 2)}$ cm	a (cm)	Choix (cm)	RPA (cm)
Terrasse	160,92	85,28	4,40	37,50	40x40	30
Etage technique	488,77	259,04	9,29	37,5	40x40	30
11	786,59	416,89	13,74	37,5	40x40	30
10	1077,90	571,29	18,09	37,5	40x40	30
9	1363,23	722,51	22,35	37,5	40x40	30
8	1642,57	870,56	26,52	37,5	40x40	30
7	1915,93	1015,44	30,60	37,5	40x40	30
6	2183,31	1157,15	34,59	37,5	40x40	30
5	2444,72	1295,70	38,49	37,5	40x40	30
4	2700,12	1431,06	42,31	37,5	45x45	30
3	2949,55	1563,26	46,03	37,5	45x45	30
2	3193,01	1692,29	49,67	37,5	50x50	30
1	3469,12	1838,63	47,39	42,5	50x50	30
RDC	3746,58	1985,69	51,02	42,5	50x50	30
S/Sol 1	4003,67	2121,94	68,31	34	50x50	30

g.2. La deuxième partie :

g.2.1. Poteau central :

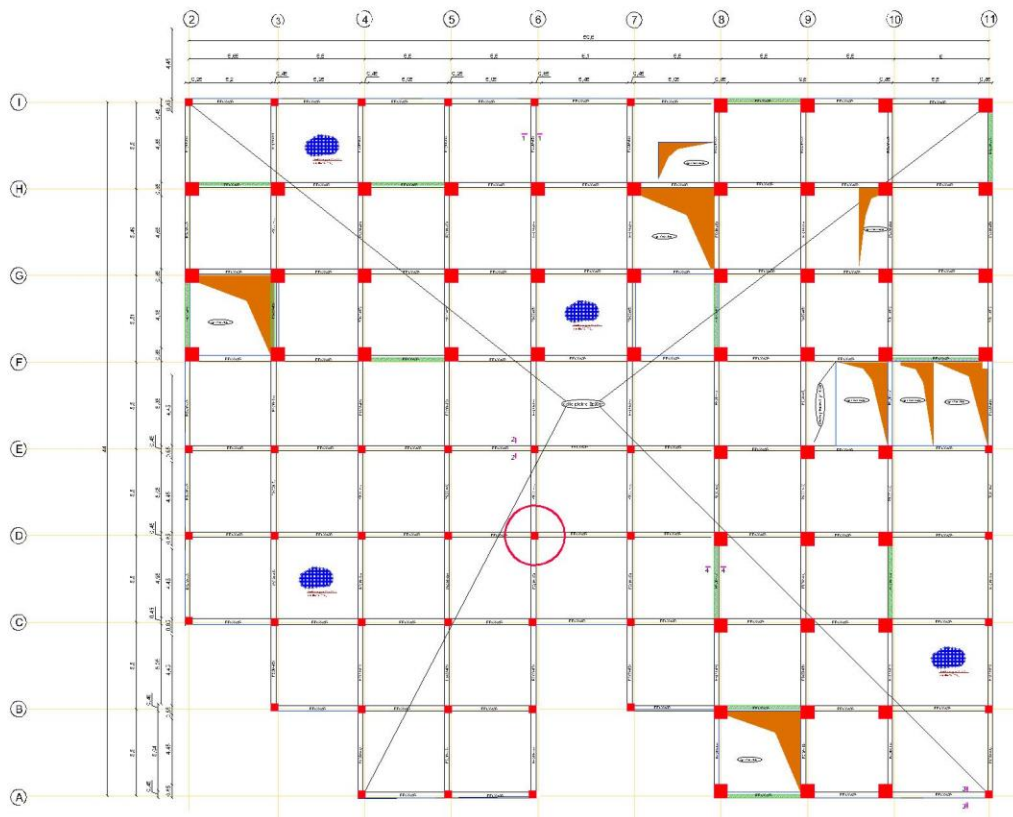
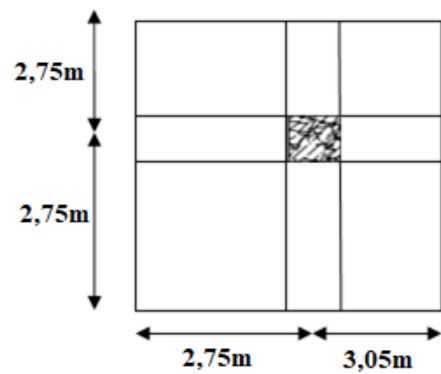


Figure 2-8 : Le poteau central le plus sollicité en partie 2 (Axe D.6)

Surface des planchers supportés par ce poteau :
 $S = 31.90 \text{ m}^2$.



Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 2.10 : La descente des charges verticales du poteau central

Niveau	Désignation des éléments (kN)	G (kN)	Cumul G (kN)	Q (kN)	Cumul Q (kN)
Terrasse	Plancher courant → 241.16 Poutre principale → 27.91 Poutre secondaire → 17.55	286,62	286,62	79.75	79,75
RDC	Plancher RDC → 251.37 Poutre principale → 27.91 Poutre secondaire → 17.55 Pot-RDC → 8,33	294,95	581,57	79.75	159,5
S/SOL 1	Plancher S/Sol → 251.37 Poutre principale → 27.91 Poutre secondaire → 17.55 Pot-ssol 1 → 6,41	303.24	884,81	79.75	239,25

Tableau 2.11 : Calcul et vérification du poteau central

N	Nu (kN)	Br (cm ²)	$b = \sqrt{(Br + 2)}$ cm	a (cm)	Choix (cm)	RPA (cm)
Terrasse	506,56	268,47	8,63	42,5	40x40	30
RDC	1024,36	542,91	83,63	42.5	40x40	30
S/SOL 1	1553,36	823,28	27,72	34	40x40	30

g.2.2. Poteau d'angle :

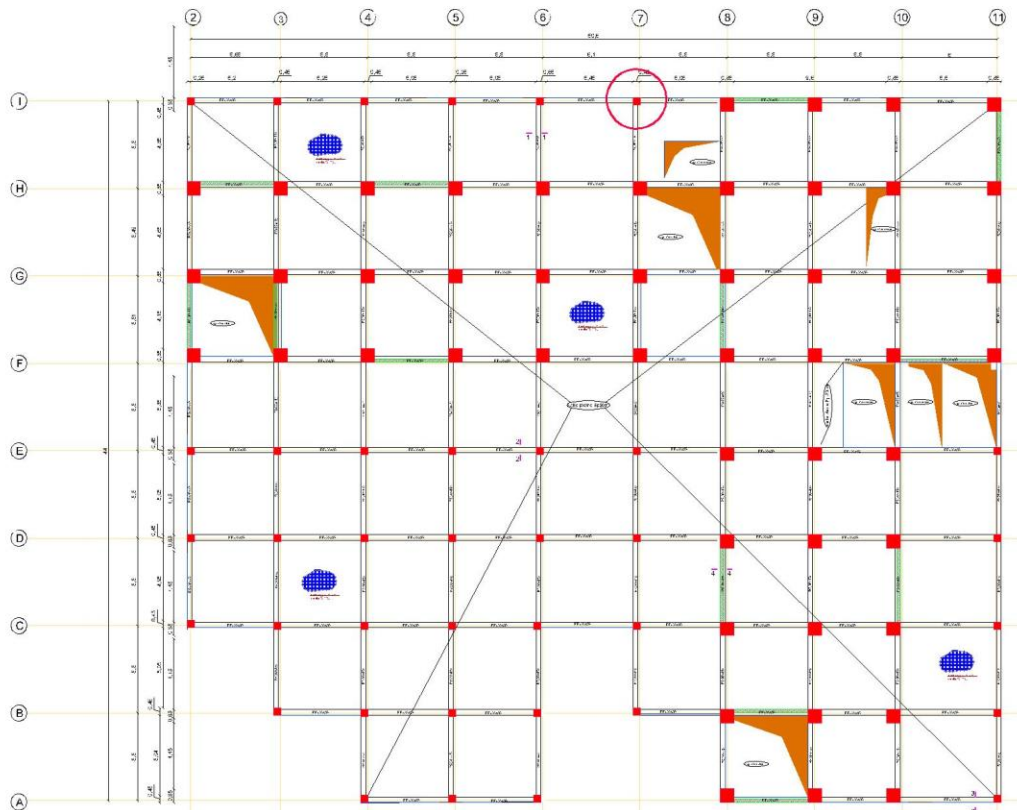
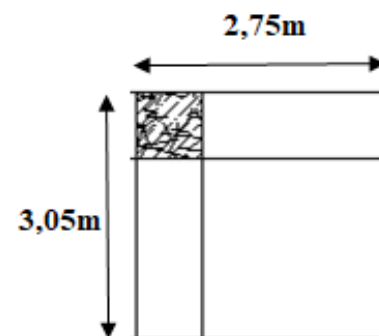


Figure 2.9 : Le poteau d'angle le plus sollicité en partie 2 (Axe I.7)

Surface des planchers supportés par ce poteau :

$$S = 8,39 \text{ m}^2.$$



Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 2.12 : La descente des charges verticales du poteau d'angle

Niveau	Désignation des éléments (kN)	G (kN)	Cumul G (kN)	Q (kN)	Cumul Q (kN)
Terrasse	Plancher courant → 63,43 Poutre principale → 14,67 Poutre secondaire → 8,27 Acrotère → 12,33	98,70	98,70	20,98	20,98
RDC	Plancher RDC → 63,43 Poutre principale → 14,67 Poutre secondaire → 8,27 Mur extérieur → 17,28 Pot-RDC → 8,33	111,98	210,68	20,98	41,96
S/SOL 1	Plancher S/Sol → 66,11 Poutre principale → 14,67 Poutre secondaire → 8,27 Pot-ssol 1 → 6,41	95,46	306,14	20,98	62,94

Tableau 2.13 : Calcul et vérification du poteau d'angle

N	Nu (kN)	Br (cm ²)	$b = \sqrt{(Br + 2)}$ cm	a (cm)	Choix (cm)	RPA (cm)
Terrasse	164,74	87,29	4,15	42,50	40x40	30
RDC	347,35	184,09	6,54	42,5	40x40	30
S/SOL 1	507,69	269,08	10,40	34	40x40	30

g.2.3. Poteau de rive :

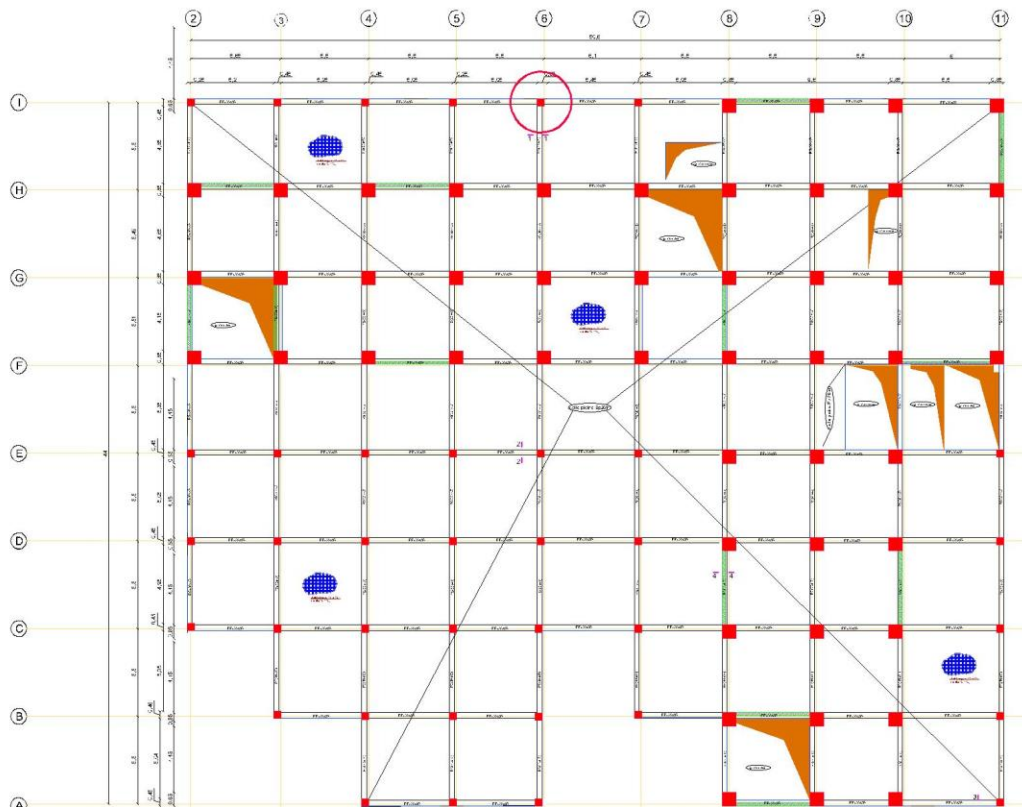
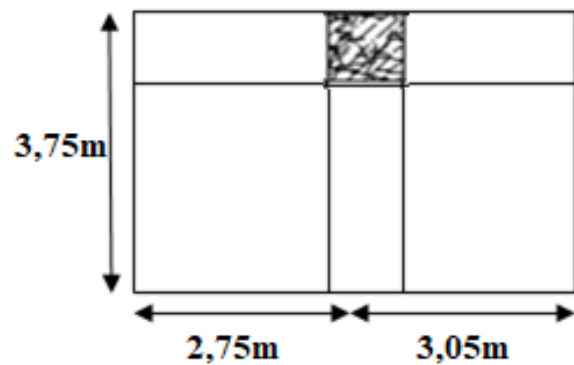


Figure 2.10 : Le poteau de rive le plus sollicité en partie 2 (Axe I.6)

Surface des planchers supportés par ce poteau

$$S = 15,95 \text{ m}^2$$



Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 2.14 : La descente des charges verticales du poteau de rive

Niveau	Désignation des éléments (kN)	G (kN)	Cumul G (kN)	Q (kN)	Cumul Q (kN)
Terrasse	Plancher courant → 120,58 Poutre principale → 27,91 Poutre secondaire → 8,27 Acrotère → 12,33	169,09	169,09	39,88	39,88
RDC	Plancher RDC → 120,58 Poutre principale → 27,91 Poutre secondaire → 8,27 Mur extérieur → 17,28 Pot-RDC → 8,33	132,37	351,46	39,88	79,76
S/SOL 1	Plancher S/Sol → 125,69 Poutre principale → 27,91 Poutre secondaire → 8,27 Pot-ssol 1 → 6,41	168,37	519,74	39,88	119,64

Tableau 2.15 : Calcul et vérification du poteau de rive

N	Nu (kN)	Br (cm ²)	$b = \sqrt{(Br + 2)} \text{ cm}$	a (cm)	Choix (cm)	RPA (cm)
Terrasse	288,09	152,68	5,77	42,5	40x40	30
RDC	594,11	314,87	9,77	42,5	40x40	30
S/SOL 1	881,10	466,98	16,59	34	40x40	30

2.4.3. Predimensionnement Des Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Leur prédimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1) du RPA 99 version 2003.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

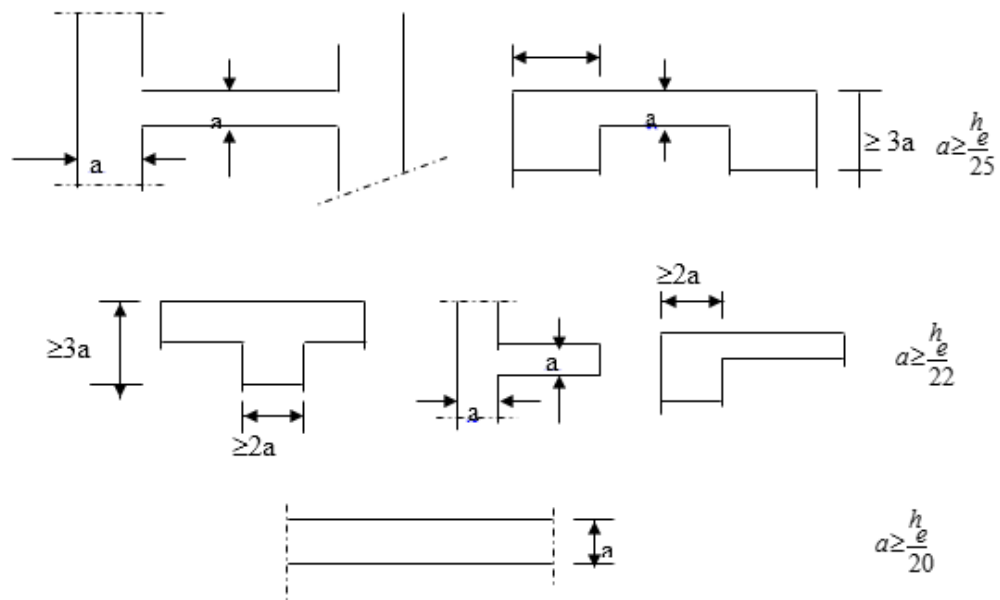


Figure.2.11 : Coupes de voiles en plan

D'après le RPA :

$$a \geq \max \left\{ 15\text{cm}, \frac{h_e}{22} \right\}$$

- Pour le R.D.C et le 1^{er} étage :

$$h_e = 425 - 20 = 405 \text{ cm.}$$

$$a \geq \max \{ 15\text{cm}, 18,4 \text{ cm} \}$$

$$a \geq 20 \text{ cm}$$

- Pour le sous sol 1:

$$h_e = 340 - 20 = 320 \text{ cm.}$$

$$a \geq \max \{15\text{cm} , 15,54 \text{ cm}\}$$

$$a \geq 20 \text{ cm}$$

- Pour le sous sol 2:

$$h_e = 289 - 20 = 269 \text{ cm.}$$

$$a \geq \max \{15\text{cm} , 12,22 \text{ cm}\}$$

$$a \geq 20 \text{ cm}$$

- Pour les autres étages :

$$h_e = 374 - 20 = 354\text{cm.}$$

$$a \geq \max \{15\text{cm}, 16,07\text{cm}\}$$

$$a \geq 20\text{cm}$$

Remarque :

On adoptera : $a = 20 \text{ cm}$ pour l'ensemble des étages

CHAPITRE 3

ETUDE DYNAMIQUE

3.1. INTRODUCTION

Les séismes sont des mouvements brusques de l'écorce terrestre atteignant parfois de grandes intensités.

L'intérêt de cette étude, est de permettre la réalisation des structures pouvant résister aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles seront soumises ; c'est pourquoi, elles doivent être conçues conformément aux règles parasismiques en vigueur de façon à fournir un degré de protection acceptable.

La modélisation et l'analyse de notre structure ont été conduites à l'aide du logiciel ETABS, qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

3.2. MODELISATION DE LA STRUCTURE

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Dans le cadre de cette étude, nous avons en premier lieu utilisé le logiciel ETABS, qui se base sur la méthode des éléments finis.

La modélisation des éléments résistants est effectuée comme suit :

- Chaque poteau et chaque poutre de la structure ont été modélisés par l'élément « frame »
- Les voiles ont été modélisés par l'élément « Wall »
- Les masses des éléments non modélisés sont réparties aux nœuds (chaque nœud reprend la masse qui lui revient de droit ($W_G + \beta W_Q$)).

Avec :

W_G : masse due aux charges permanentes.

W_Q : masse due aux charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge.

$\beta = 0.2$ cas des bâtiments à usage de bureaux .

3.3. RESULTATS DE LA STRUCTURE AUTO-STABLE

a. Modèle ETABS VERSION 17.0.1 :

Tableau 3.1 : Résultats selon ETABS

Case	Mode	Period(sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	2,468	0,0004	0,7243	0	0,0004	0,7243	0
Modal	2	2,299	0,0032	0,0079	0	0,0036	0,7321	0
Modal	3	2,179	0,7284	0,0002	0	0,732	0,7323	0
Modal	4	0,861	2,022E-05	0,1174	0	0,732	0,8497	0
Modal	5	0,795	0,0015	0,0001	0	0,7335	0,8498	0
Modal	6	0,773	0,122	1,47E-05	0	0,8555	0,8498	0
Modal	7	0,507	0	0,0465	0	0,8555	0,8963	0
Modal	8	0,469	0,0032	0,0006	0	0,8587	0,8969	0
Modal	9	0,458	0,0452	3,284E-05	0	0,9039	0,8969	0
Modal	10	0,357	0	0,0294	0	0,9039	0,9263	0
Modal	11	0,332	0,0013	0,001	0	0,9052	0,9274	0
Modal	12	0,325	0,029	0,0002	0	0,9342	0,9275	0

3.4. CALCUL DE LA PERIODE FONDAMENTALE

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques suivantes :

$$T = \text{Min} \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 selon le RPA99/version 2003.

h_N : Hauteur mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

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

Pour notre structure :

$$h_N = 49,64 \text{ m}$$

$$C_T = 0,05$$

$$D_x = 50,60 \text{ m}$$

$$D_y = 44 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T_x = 0,09 \frac{49,64}{\sqrt{50,6}} = 0,628 \text{ sec} \\ T_y = 0,09 \frac{49,64}{\sqrt{44}} = 0,673 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times 49,64^{3/4} = 0,935 \text{ sec} \end{cases}$$

- sens (x-x) : $T_X = \min(0,935; 0,628) = 0,628 \text{ sec}$.

- sens (y-y) : $T_Y = \min(0,935; 0,673) = 0,673 \text{ sec}$.

3.5. RESULTATS DE LA STRUCTURE INITIALE

L'analyse de la structure initiale a été conduite pour déterminer les caractéristiques dynamiques (voir Tableau 3.1)

Constatations :

- Le premier mode est un mode de translation selon « y »
- Le deuxième mode est un mode de rotation.
- Le troisième mode est un mode de translation selon « x »
- Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du 9^{ème} mode suivant l'axe global (x-x), et à partir du 10^{ème} mode suivant l'axe global (y-y).
- La période fondamentale $T_f = 2,46 \text{ s} > 1.3 T_{f(RPA)x} = 0.874 \text{ s}$.
 $T_f = 2,46 \text{ s} > 1.3 T_{f(RPA)y} = 0.816 \text{ s}$.

Conclusion :

La structure est souple ; l'ajout des voiles s'avère nécessaire pour vérifier les différents critères du RPA99.

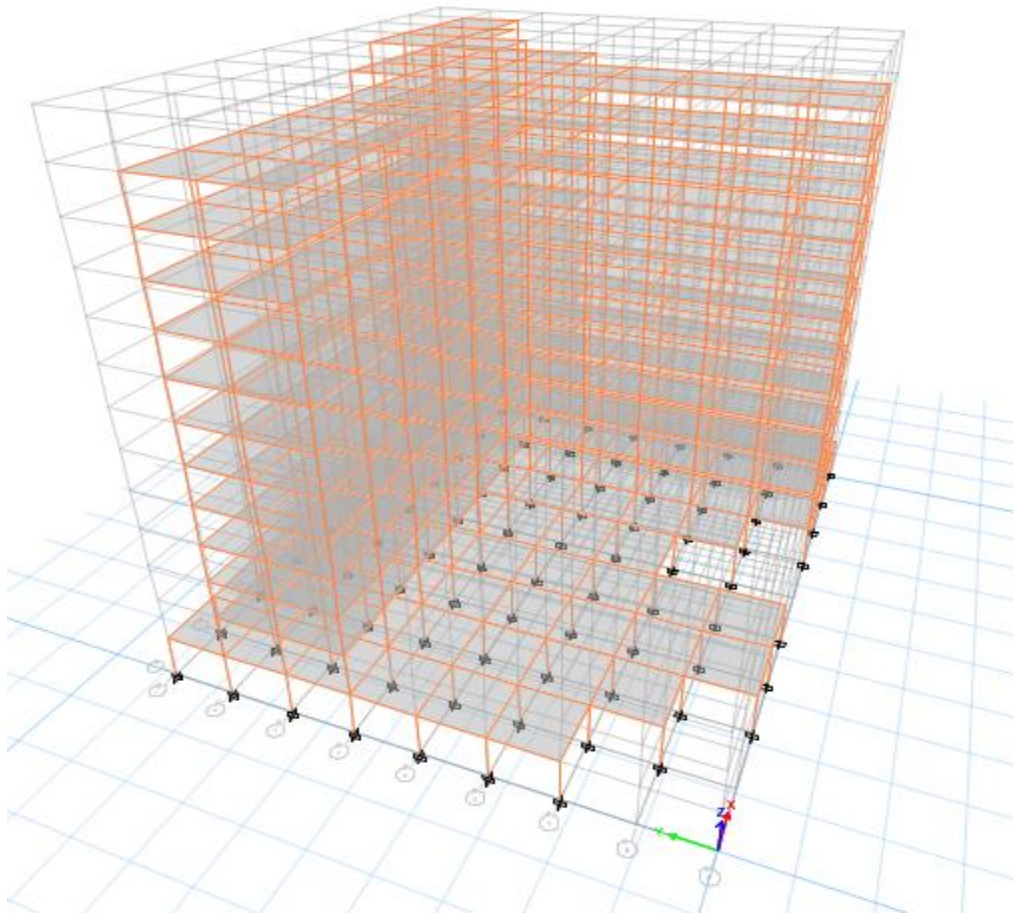


Figure 3.1 : Conception de la structure initiale

CHAPITRE 4

ETUDE SISMIQUE

4.1. INTRODUCTION

Toute structure implantée en zone sismique, est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment par rapport au séisme, vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel ETABS.

4.2. SPECTRE DE REPONSE

Le spectre de réponse définit dans le RPA99 sera appliqué à notre structure suivant les deux (2) directions horizontales ; ce spectre de réponse représentant l'action sismique, est défini comme suit :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ groupe d'usage : 1B} \\ * \text{ zone sismique : III} \end{array} \right\} \longrightarrow A=0,30$$

Catégorie $S_3 \longrightarrow$ site meuble $\longrightarrow T_2=0,50 \text{ sec} ; T_1=0,15 \text{ sec.}$

R : coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. [Tableau4.3 RPA99/version2003]

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système portiques plus maçonnerie rigide ($R=3.5$).

Q : facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003)

Tableau 4.1 : Facteur de qualité

Critère q	Observée (o/n)	P_q Sens (X) et (Y)
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
Redondance en plan	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
$Q = 1 + \sum P_q$		1.15

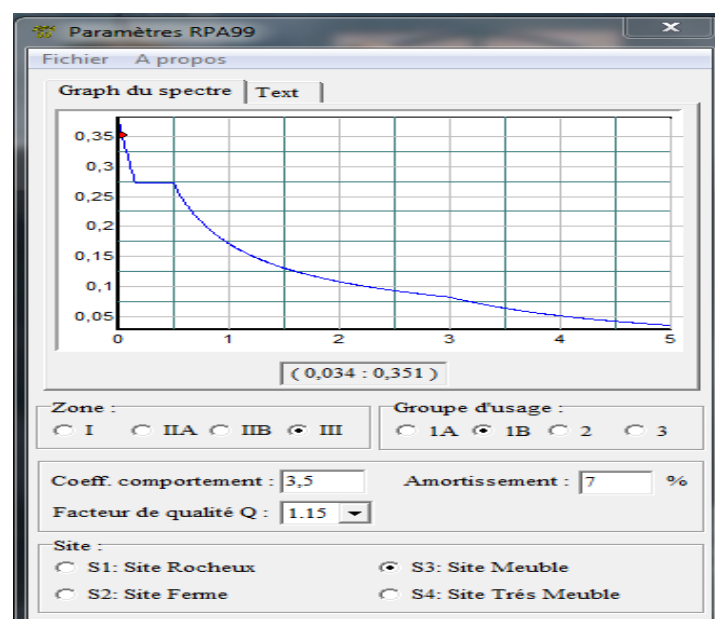


Figure 4.1 : Spectre de réponse

4.3 CONCEPTION DU PREMIER MODELE

Quelques voiles ont été introduits dans la structure initiale comme le montre la figure ci-dessous :

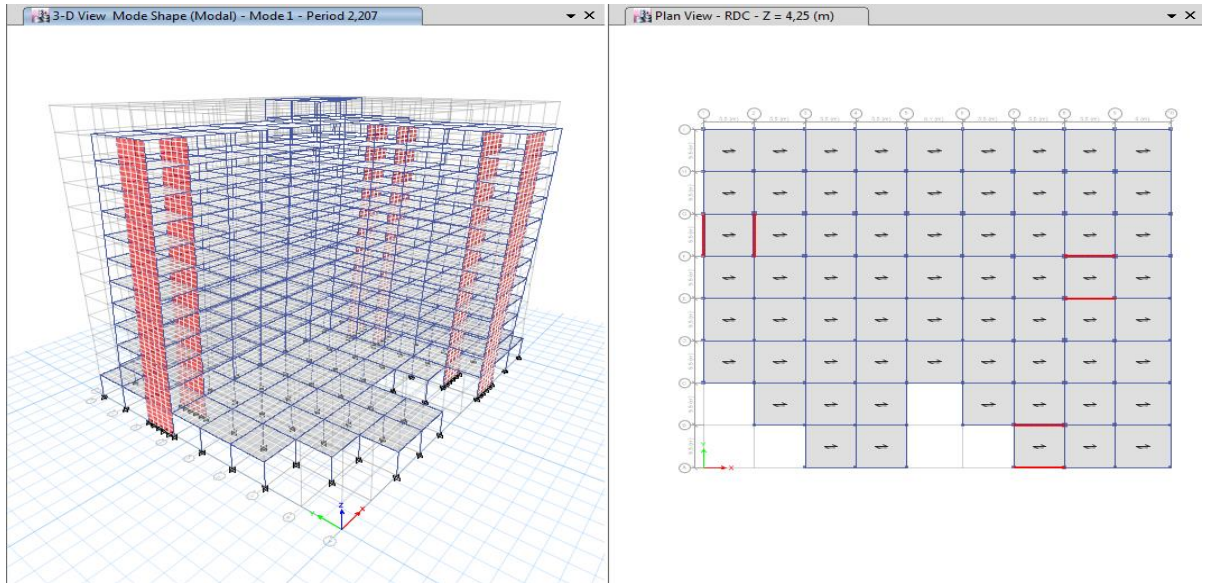


Figure 4.2 : Premier modèle

4.3.1. Caractéristiques dynamiques

Les résultats des caractéristiques dynamiques sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 4.2 : Caractéristiques dynamiques du premier modèle

Case	Mode	Period(sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	2,207	0,0489	0,5476	0	0,0489	0,5476	0
Modal	2	1,577	0,4896	0,097	0	0,5385	0,6446	0
Modal	3	1,201	0,1167	0,041	0	0,6552	0,6856	0
Modal	4	0,718	0,0113	0,096	0	0,6665	0,7816	0
Modal	5	0,42	0,1252	0,0318	0	0,7916	0,8134	0
Modal	6	0,388	0,0037	0,0395	0	0,7954	0,8528	0
Modal	7	0,269	0,0159	0,0232	0	0,8112	0,8761	0
Modal	8	0,264	0,0187	0,0063	0	0,8299	0,8824	0
Modal	9	0,245	0,0056	0,0105	0	0,8356	0,8929	0
Modal	10	0,228	0,0058	0,0104	0	0,8413	0,9034	0
Modal	11	0,208	3,8E-05	5,1E-06	0	0,8414	0,9034	0
Modal	12	0,181	0,0506	0,0185	0	0,8919	0,9218	0
Modal	13	0,176	0,0034	0,0141	0	0,8954	0,936	0
Modal	14	0,14	0,0011	0,0118	0	0,8965	0,9477	0
Modal	15	0,117	0,0007	0,0101	0	0,8972	0,9578	0
Modal	16	0,112	0,0048	0,0129	0	0,902	0,9707	0

- Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 2,207s. > 1,3 T_{(RPA)x} = 0,874s$
 $T = 2,207s. > 1,3 T_{(RPA)y} = 0,816s$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode suivant la direction Y et à partir de 16^{ème} suivant la direction X
- Le premier mode est une translation suivant « Y » avec une participation massique < 60%.
- Le deuxième mode est une translation suivant « X » avec une participation massique < 60%

Conclusion :

On doit revoir la conception de notre structure par :

- Une augmentation du nombre de voiles
- Une nouvelle disposition des voiles
- Une Augmentation dans la section des poteaux
- Première partie :

Tableau 4.3 : Nouvelles sections des poteaux dans la partie 1

Niveaux	Section des poteaux	
	Avant	Choix
Sous-sol 2 au RDC	60×60	85×85
1^{er} au 2^{ème} étage	60×60	80×80
3^{ème} étage	60×60	75x75
4^{ème} étage	55×55	75x75
5^{ème} étage	55×55	70x70
6^{ème} étage	50×50	70x70
7^{ème} étage	50×50	65x65
8^{ème} étage	45x45	65x65
9^{ème} étage	45x45	60x60
10^{ème} étage	40x40	60x60
11^{ème} étage à la terrasse	40x40	55x55

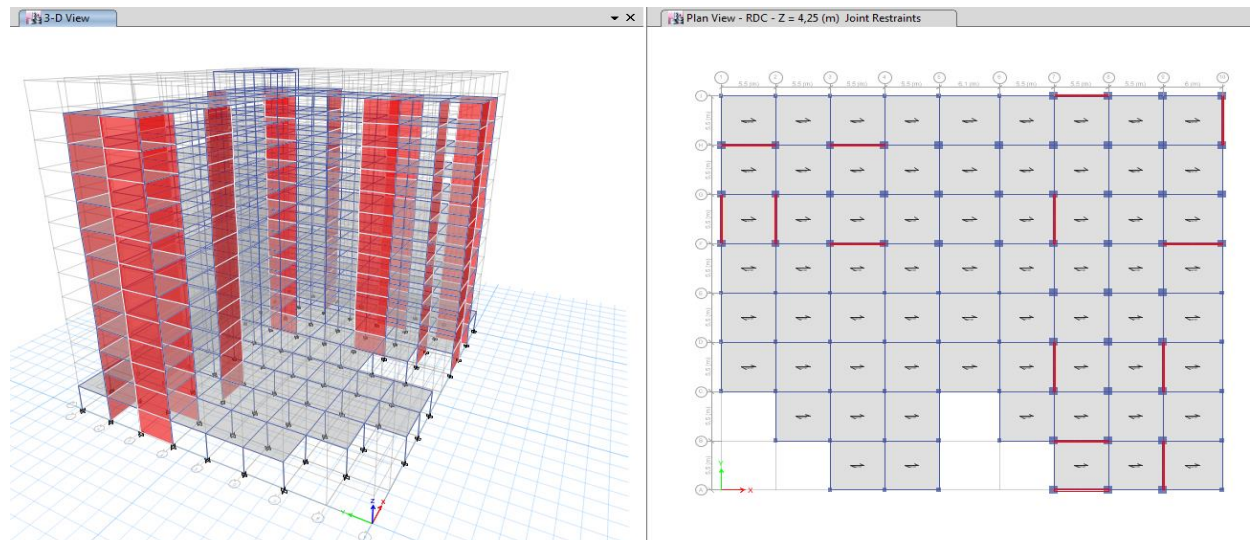
- Deuxième partie :

Tableau 4.4 : Nouvelles sections des poteaux dans la partie 2

Niveaux	Section des poteaux	
	Avant	Choix
Sous-sol 2 au RDC	40x40	45x45

La structure finale est présentée ci-après :

4.4. CONCEPTION DU MODELE FINAL

**Figure 4.3:** Modèle final

4.4.1. Caractéristiques dynamiques propres

Tableau 4.5 : Caractéristiques dynamiques du modèle final

Case	Mode	Period(sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	1	0,0003	0,6341	0	0,0003	0,6341	0
Modal	2	0,912	0,6422	0,0003	0	0,6424	0,6344	0
Modal	3	0,817	0,0019	0,0013	0	0,6443	0,6357	0
Modal	4	0,256	0	0,1794	0	0,6443	0,8151	0
Modal	5	0,243	0,173	8,9E-06	0	0,8173	0,8152	0
Modal	6	0,198	0,0042	0,0009	0	0,8214	0,8161	0
Modal	7	0,159	0,0001	0,0143	0	0,8215	0,8304	0
Modal	8	0,146	0,013	2,1E-05	0	0,8344	0,8304	0
Modal	9	0,13	0,0001	0,0001	0	0,8345	0,8305	0
Modal	10	0,111	4E-05	0,0787	0	0,8345	0,9092	0
Modal	11	0,108	0,0753	3,3E-05	0	0,9098	0,9092	0
Modal	12	0,089	0,0014	0,0005	0	0,9112	0,9098	0

- Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 1s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode suivant la direction « Y » et à partir du 11^{ème} mode suivant la direction « X »
- Le premier mode est une translation pure suivant y-y.
- Le deuxième mode est une translation pure suivant x-x.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

4.4.1.1. Détermination de la force (V)

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse pour chaque plancher « i »;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i »;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i »;

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureau ou assimilés). (Tableau 4.5)

Donc :

$$\begin{cases} V_X = \frac{A \times D_X \times Q}{R} W = \frac{0,30 \times 1,52 \times 1,15}{3,5} W = 0,149 W \\ V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q}{R} W = \frac{0,25 \times 1,55 \times 1,15}{3,5} W = 0,156 W \end{cases}$$

4.4.1.2. Résultantes des forces sismiques

D'après le fichier des résultats d' ETABS on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_{etabs}^x = 25371,776 \text{ kN} \\ F_2 = V_{etabs}^y = 24257,122 \text{ kN} \end{cases}$$

$$W = 184433,43 \text{ kN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 27633,40 \text{ kN} \\ V^y = 28905,99 \text{ kN} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0,8V^x = 22106,72 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 23124,79 \text{ kN} \end{matrix}$$

Ce qui donne :

$$V_{SAP}^x = 25371,776 \text{ kN} > 0,8V^x = 22106,72 \text{ kN} \dots\dots \text{vérifié}$$

$$V_{SAP}^y = 24257,122 \text{ kN} > 0,8V^y = 23124,79 \text{ kN} \dots\dots \text{vérifié}$$

4.4.1.3. Vérification des déplacements inter-étages

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du RPA99 modifié en 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01 h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_K^x = R\delta_{eK}^x \text{ et } \delta_K^y = R\delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \text{ et } \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Tableau 4.6 : Déplacements inter-étages suivant x-x et y-y

Story	Dx(mm)	Dy(mm)	R	Dx*R(mm)	Dy*R(mm)	Delta x(mm)	Delta y(mm)	Ht (mm)	Delta Adm(mm)
12eme	63,362	73,515	3,5	221,767	257,3025	8,302	1,7395	3740	37,4
11 eme (terrasse)	60,99	73,018	3,5	213,465	255,563	19,334	24,759	3740	37,4
10 éme	55,466	65,944	3,5	194,131	230,804	20,0795	25,4975	3740	37,4
9 eme	49,729	58,659	3,5	174,0515	205,3065	20,86	26,103	3740	37,4
8 eme	43,769	51,201	3,5	153,1915	179,2035	21,2555	26,299	3740	37,4
7 eme	37,696	43,687	3,5	131,936	152,9045	21,518	26,1975	3740	37,4
6 eme	31,548	36,202	3,5	110,418	126,707	21,161	25,4345	3740	37,4
5 eme	25,502	28,935	3,5	89,257	101,2725	20,489	24,2025	3740	37,4
4 eme	19,648	22,02	3,5	68,768	77,07	19,0645	22,1865	3740	37,4
3 eme	14,201	15,681	3,5	49,7035	54,8835	17,164	19,5755	3740	37,4
2 eme	9,297	10,088	3,5	32,5395	35,308	14,399	16,107	3740	37,4
1 er	5,183	5,486	3,5	18,1405	19,201	12,215	13,188	3740	42,5
RDC	1,693	1,718	3,5	5,9255	6,013	5,9255	6,013	3740	42,5

- Les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à la limite imposée par le "RPA99 version 2003"

4.4.1.4. Vérification du critère de l'effort normal réduit

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_r : l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPa).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

- Première partie :

Tableau 4.7: Vérification de l'effort normal réduit dans la partie L

niveau	Nd(kN)	B(mm)	L(mm)	Bc(mm ²)	fc28	V	Obs
12eme	356,5253	550	550	302500	30	0,04	<0,30
11eme (terrasse)	730,2828	550	550	302500	30	0,08	<0,30
10ème	1088,3932	600	600	360000	30	0,10	<0,30
9 eme	1464,2062	600	600	360000	30	0,14	<0,30
8 eme	1859,9882	650	650	422500	30	0,15	<0,30
7 eme	2265,3457	650	650	422500	30	0,18	<0,30
6 eme	2687,8813	700	700	490000	30	0,18	<0,30
5 eme	3117,0127	700	700	490000	30	0,21	<0,30
4 eme	3560,3643	750	750	562500	30	0,21	<0,30
3 eme	4005,7298	750	750	562500	30	0,24	<0,30
2 eme	4467,1624	800	800	640000	30	0,23	<0,30
1 er	4948,1325	800	800	640000	30	0,26	<0,30
RDC	5417,646	850	850	722500	30	0,25	<0,30

- Deuxième partie :

Tableau 4.8: Vérification de l'effort normal réduit dans la partie Non L

niveau	Nd(kN)	B(mm)	L(mm)	Bc(mm ²)	fc28	V	Obs
RDC	605,63	450	450	202500	30	0,099	<0,30

4.4.1.5. Vérification du facteur de comportement

Dans nos précédents calculs, nous avons considéré $R=3,5$ donc selon le RPA, il faut justifier ce choix :

$$\left. \begin{array}{l} N_{\text{Total}} = 208984,37 \text{ kN} \\ N_{\text{Voile}} = 51278,54 \text{ kN} \\ N_{\text{voile}} / N_{\text{Total}} = 0.245 \end{array} \right\} \longrightarrow N_v > 0.2 N_T$$

$\Rightarrow$ Système 2 ($R=3.5$) $\rightarrow$ structure à voiles porteurs

4.4.1.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

Avec :

p_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

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 d'étage 'k' comme l'indique la figure ci-dessous.

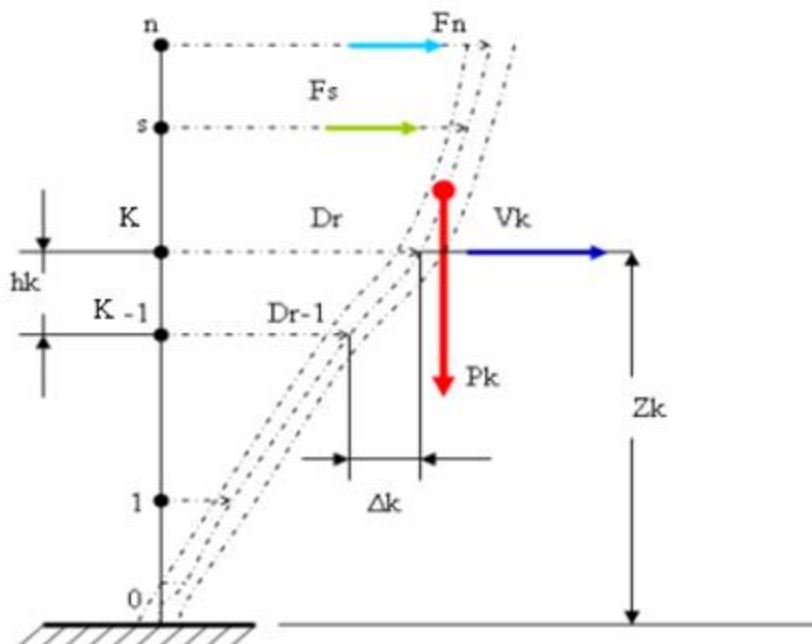


Figure 4.4 : Evaluation des effets du second ordre.

Tableau 4.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant l'axe x-x et y-y

Story	Hk(m)	Pk(Kn)	delta x (m)	delta y (m)	Vkx(kN)	Vky(kN)	0x	0y
12eme	3,74	1926,1425	0,008302	0,0017395	1004,4899	1037,0067	0,00425651	0,00086389
11 eme (terrasse)	3,74	15954,437	0,019334	0,024759	5337,8801	5340,9102	0,01545122	0,01977551
10 éme	3,74	29278,501	0,02008	0,0254975	9081,6694	8817,081	0,0173087	0,02263862
9 eme	3,74	42602,565	0,02086	0,026103	11929,236	11358,1761	0,01991892	0,02617857
8 eme	3,74	56250,794	0,021256	0,026299	14229,106	13486,5462	0,02246729	0,02932888
7 eme	3,74	69899,023	0,021518	0,0261975	16288,074	15385,0878	0,0246906	0,03182434
6 eme	3,74	83898,906	0,021161	0,0254345	18188,755	17064,1542	0,02609864	0,03343668
5 eme	3,74	97898,789	0,020489	0,0242025	19887,457	18620,1436	0,02696791	0,03402381
4 eme	3,74	112277,82	0,019065	0,0221865	21362,128	20079,1517	0,02679188	0,03317155
3 eme	3,74	126656,84	0,017164	0,0195755	22661,208	21352,2311	0,0256503	0,0310475
2 eme	3,74	141442,5	0,014399	0,016107	23788,004	22414,6823	0,02289194	0,0271763
1 er	4,25	156945,12	0,012215	0,013188	24666,407	23316,3177	0,01828717	0,02088709
RDC	4,25	184433,43	0,005926	0,006013	25371,777	24257,1223	0,01013503	0,01075728

Vu les résultats obtenus, les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ sont satisfaisantes, d'où les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

CHAPITRE 5

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

5.1. INTRODUCTION

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le BAEL 91 modifié 99 et le RPA99 (version 2003).

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

Le ferrailage des voiles sera exposé dans le chapitre suivant

5.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX

Le ferrailage longitudinal des poteaux suivra la méthodologie suivante :

- Utilisation du logiciel BaelR/SOCOTEC

Le calcul du ferrailage des poteaux s'effectue suivant le plan où le moment de flexion est important, le poteau sera considéré soumis au couple $[N; \max(M_{x-x}; M_{y-y})]$.

5.2.1. Calcul du ferrailage longitudinal

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales ; chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et deux moments de flexion (M_{x-x}), (M_{y-y}).

Une section soumise à la flexion composée peut se présenter suivant l'un des trois cas suivants

- Section entièrement tendue : S.E.T.
- Section entièrement comprimée : S.E.C.
- Section partiellement comprimée : S.P.C.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU), sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) et dans les situations suivantes :

a) - Situation durable :

$$\begin{array}{lll} \text{Béton : } \gamma_b = 1,5 ; & f_{c28} = 30 \text{ MPa ;} & f_{bc} = 17 \text{ MPa} \\ \text{Acier : } \gamma_s = 1,15 ; & f_e = 500 \text{ MPa ;} & \sigma_s = 435 \text{ MPa} \end{array}$$

b) - Situation accidentelle :

$$\begin{array}{lll} \text{Béton : } \gamma_b = 1,15 ; & f_{c28} = 30 \text{ MPa ;} & f_{bc} = 22,17 \text{ MPa} \\ \text{Acier : } \gamma_s = 1 ; & f_e = 500 \text{ MPa ;} & \sigma_s = 500 \text{ MPa} \end{array}$$

et en fonction du type de sollicitation

- Combinaisons selon le BAEL 91 modifié 99

Situation durable :

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

- Combinaisons selon RPA99 version 2003

Situation accidentelle :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : action du séisme représentée par sa composante horizontale.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- $N^{max}; M_x^{corr}; M_y^{corr}$
- $N^{min}; M_x^{corr}; M_y^{corr}$
- $M_x^{max}; N^{corr}; M_y^{corr}$
- $M_y^{max}; N^{corr}; M_x^{corr};$

5.2.2. Méthode de calcul du ferrailage longitudinal

Pour le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux, on a suivi les étapes suivantes :

- 1- Détermination des efforts (N , M_{xx} , M_{yy}) à partir de l'analyse conduite par le ETABS 17.1.
- 2- Choix des efforts (N , M_{xx} , M_{yy}) les plus défavorables.
- 3- Détermination du ferrailage longitudinal suivant le plan le plus défavorable.
- 4- Le ferrailage final a été comparé avec A_{smin} RPA99 Version2003.

Exemple : (Poteau 85x85) RDC :

- Nous extrayons les efforts suivants, d'après le logiciel ETABS 17.1 :

$$N^{\max} = -5417,646 \text{ kN} ; M_x^{\text{cor}} = -399,6723 \text{ kN.m} ; M_y^{\text{cor}} = -1,3647 \text{ kN.m}$$

$$N^{\min} = -496,7678 \text{ kN} ; M_x^{\text{cor}} = 14,5323 \text{ kN.m} ; M_y^{\text{cor}} = 25,8088 \text{ kN.m}$$

$$M_x^{\max} = 432,7554 \text{ kN.m} ; N^{\text{corr}} = -3166,6416 \text{ kN} ; M_y^{\text{cor}} = 8,5393 \text{ kN.m}$$

$$M_y^{\max} = -453,4061 \text{ kN.m} ; N^{\text{corr}} = -4304,2266 \text{ kN} ; M_x^{\text{cor}} = 21,9197 \text{ kN}$$

- Saisie des données dans le logiciel BaelR/SOCOTEC
- Calcul du ferrailage longitudinal par le logiciel BaelR/SOCOTEC

Ferrailage avec le minimum, car le béton peut reprendre seul les efforts

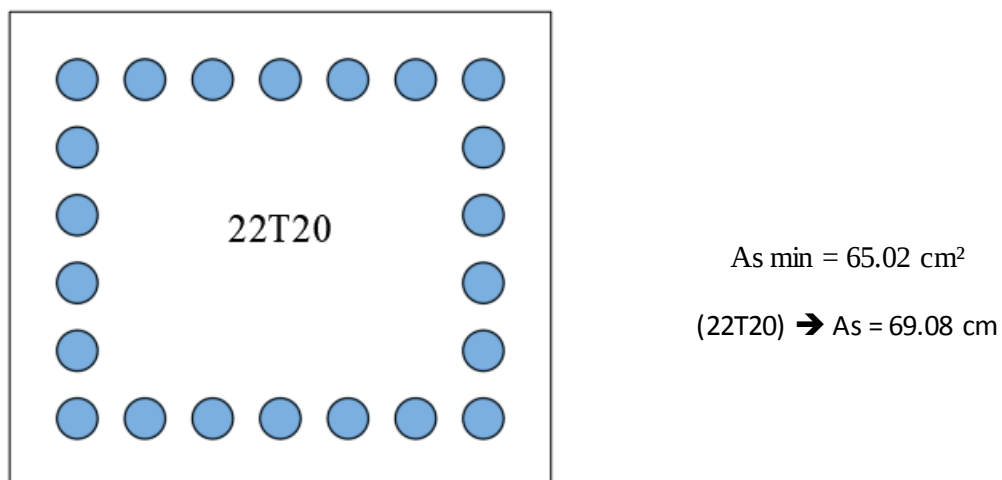


Figure.5.1 : Disposition des armatures de poteau 85x85

- Vérification de la section à l'E.L.S par le logiciel BaelR/SOCOTEC

Le ferrailage longitudinal des poteaux, ainsi que les vérifications des contraintes (béton ; acier) sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau 5.1 : Ferrailage longitudinal des poteaux en partie 1

Poteaux (cm ²)	N (kN)	Mxx (kN.m)	Myy (kN.m)	As Calculé / face (cm ²)	RPA 0.9%B (cm ²)	As totale Choisie (cm ²)
85x85	-5417,64	-399,67	-1,36	0	65.02	22T20 (69.08)
	-496,76	14,53	25,80	0		
	-3166,64	432,75	8,53	0		
	-4304,22	-21,91	-453,40	0		
80x80	-4948,13	-255,84	-7,74	0	57.6	20T20 (62.80)
	-278,09	67,59	45,88	0		
	-2444,28	424,55	-8,59	0		
	-2908,79	17,70	509,48	0		
75x75	-4005,72	-303,94	-103,33	0	50.62	12T20+8T16 (53.76)
	-206,77	117,37	58,30	1.26		
	-1923,65	462,13	4,61	0		
	-2249,44	17,02	578,84	0		
70x70	-3117,01	-305,20	-127,22	0	44.1	16T16+4T20 (44.71)
	-172,47	55,49	46,88	0		
	-1456,72	472,17	9,65	1.23		
	-1656,11	15,59	585,78	3.77		
65x65	-2265,34	-282,87	-133,03	0	38.02	16T16+4T20 (44.71)
	-139,83	54,14	42,44	0.33		
	-1020,24	448,89	10,77	6.23		
	-1101,54	13,28	538,67	9.24		
60x60	-1464,20	-244,69	-125,73	0	32.4	12T16+4T20 (36.68)
	-86,34	41,58	33,08	0.60		
	-596,82	401,85	9,196	9.97		
	-565,18	10,46	453,22	12.54		
55x55	-730,28	-206,44	-111,74	1.32	27.22	16T16 (32.15)
	-7,73	85,44	-14,32	3.46		
	-196,50	362,18	116,93	13.59		
	-298,95	7,02	403,39	15		

Tableau 5.2 : Ferrailage longitudinal des poteaux en partie 2

Poteaux (cm ²)	N (kN)	M _{xx} (kN.m)	M _{yy} (kN.m)	As Calculé / face (cm ²)	RPA 0.9%B (cm ²)	Ast Choisie (cm ²)
45x45	-451,719	-68,76	3,90	0	18.22	12T16 (24.12)
	-9,808	15,83	75,94	3,79		
	-210,26	-92,29	1,95	2,54		
	-170,29	3,50	88,50	2,75		

Tableau 5.3 : Vérification des contraintes à l'aide de logiciel BAELr/SOCOTEC

Poteaux	N (kN)	M _{xx} (kN.m)	M _{yy} (kN.m)	$\sigma_{b\ inf}$	$\sigma_{b\ sup}$	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_{s\ inf}$	$\sigma_{s\ sup}$	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
85x85	-4820,54	4,72	-4,28	5,8	5,87	<18	87,1	88	<500
	-2978,54	1,87	-65,58	3,1	4,11		48,1	60,1	<250
80x80	-4371,62	6,45	-14,33	6,09	5,82	<18	90,90	87,70	<500
	-2396,98	-5,58	109,70	2,26	4,27		36,90	61	
75x75	-3529,10	-1,87	-12,02	5,35	5,62	<18	80,70	83,90	<250
	-1961,24	-6,30	112,24	1,79	4,31		30,90	60,60	<500
70x70	-2762,57	-4,44	-18,78	5,20	4,69	<18	77,30	71,10	<250
	-1445,88	7,87	118,15	2,48	2,70		37,50	40,10	
65x65	-2033,88	-6,98	-24,21	4,56	3,75	<18	67,10	57,50	<500
	-948,41	9,05	120,71	0	3,98		5	53,10	<250
60x60	-1339,67	-9,22	-27,46	3,75	2,71	<18	54,70	42,20	<500
	-469,72	9,16	115,19	0	4,07		-31,7	50,80	<250
55x55	-674,54	-7,23	-26,41	2,66	1,19	<18	37,50	20,20	<500
	-205,91	-13,56	-133,37	5,89	0		61,40	-131,50	<250
45x45 (Partie2)	-438,89	-6,10	-3,21	1,99	1,68	<18	29,40	15,6	<500
	-174,19	0,49	-49,16	0	3,90		-53	44,60	<250

5.2.3. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.4 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ_g (%)	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
12 ^{ème}	55x55	74,88	0.27	3.08	0.04	1.20	3	OK
11 ^{ème}	55x55	111,9	0.41	3.08	0.04	1.20	3	OK
10 ^{ème}	60x60	83,53	0.25	3.08	0.04	1.20	3	OK
9 ^{ème}	60x60	80,19	0.24	3.08	0.04	1.20	3	OK
8 ^{ème}	65x65	91,58	0.24	3.08	0.04	1.20	3	OK
7 ^{ème}	65x65	79,01	0.21	3.08	0.04	1.20	3	OK
6 ^{ème}	70x70	89,75	0.20	3.08	0.04	1.20	3	OK
5 ^{ème}	70x70	76,78	0.17	3.08	0.04	1.20	3	OK
4 ^{ème}	75x75	85,13	0.17	3.08	0.04	1.20	3	OK
3 ^{ème}	75x75	72,30	0.14	3.08	0.04	1.20	3	OK
2 ^{ème}	80x80	78,40	0.13	3.08	0.04	1.20	3	OK
1 ^{er}	80x80	60,18	0.10	6.08	0.075	2.25	3	OK
RDC	85x85	39,58	0.06	6.08	0.075	2.25	3	OK
Partie 2	45x45	30,61	0.16	6.08	0.075	2.25	3	OK

5.2.4 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures sont calculées à partir des formules du RPA 99 (version 2003) et celle du BAEL 91 modifié 99 ; elles sont données comme suit :

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau 5.5 : Espacements maximaux selon RPA99.

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
12 ^{ème}	55x55	16T16	16	10	15
11 ^{ème}	55x55	16T16	16	10	15
10 ^{ème}	60x60	12T16+4T20	20	10	15
9 ^{ème}	60x60	12T16+4T20	20	10	15
8 ^{ème}	65x65	16T16+4T20	20	10	15
7 ^{ème}	65x65	16T16+4T20	20	10	15
6 ^{ème}	70x70	16T16+4T20	20	10	15
5 ^{ème}	70x70	16T16+4T20	20	10	15
4 ^{ème}	75x75	12T20+8T16	20	10	15
3 ^{ème}	75x75	12T20+8T16	20	10	15
2 ^{ème}	80x80	20T20	20	10	15
1 ^{er}	80x80	20T20	20	10	15
RDC	85x85	22T20	20	10	15
Partie 2	45x45	12T16	16	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau 5.6 : Ferrailage transversal des poteaux

Section	étage	L_f (m)	ρ_a	λ_g (%)	T_u^{max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
55x55	12 ^{ème}	3.74	3.75	3.08	74,88	N	10	1.02	6T6	1,70
						C	15	1.53		
55x55	11 ^{ème}	3.74	3.75	3.08	111,79	N	10	1.52	6T6	1,70
						C	15	2.28		
60x60	10 ^{ème}	3.74	3.75	3.08	83,53	N	10	1.13	6T8	3,01
						C	15	1.70		
60x60	9 ^{ème}	3.74	3.75	3.08	80,19	N	10	1.09	6T8	3,01
						C	15	1.64		
65x65	8 ^{ème}	3.74	3.75	3.08	91,58	N	10	1.24	6T8	3,01
						C	15	1.87		
65x65	7 ^{ème}	3.74	3.75	3.08	79,01	N	10	1.07	6T8	3,01
						C	15	1.61		
70x70	6 ^{ème}	3.74	3.75	3.08	89,75	N	10	1.22	6T8	3,01
						C	15	1.83		
70x70	5 ^{ème}	3.74	3.75	3.08	76,78	N	10	1.04	6T8	3,01
						C	15	1.57		
75x75	4 ^{ème}	3.74	3.75	3.08	85,13	N	10	1.16	6T8	3,01
						C	15	1.74		
75x75	3 ^{ème}	3.74	3.75	3.08	72,30	N	10	0.98	6T8	3,01
						C	15	1.47		
80x80	2 ^{ème}	3.74	3.75	3.08	78,40	N	10	1.06	6T8	3,01
						C	15	0.60		
80x80	1 ^{er}	4.25	2,50	6.08	60,18	N	10	0.54	6T8	3,01
						C	15	0.82		
85x85	RDC	4.25	2,50	6.08	39,58	N	10	0.35	6T8	3,01
						C	15	0.53		
45x45	Partie 2	4.25	2,50	6.08	30,61	N	10	0.27	4T6	1,13
						C	15	0.41		

- Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\varnothing_l$ en zone III.

Pour : T20..... $L_r=100$ cm

T16..... $L_r=80$ cm

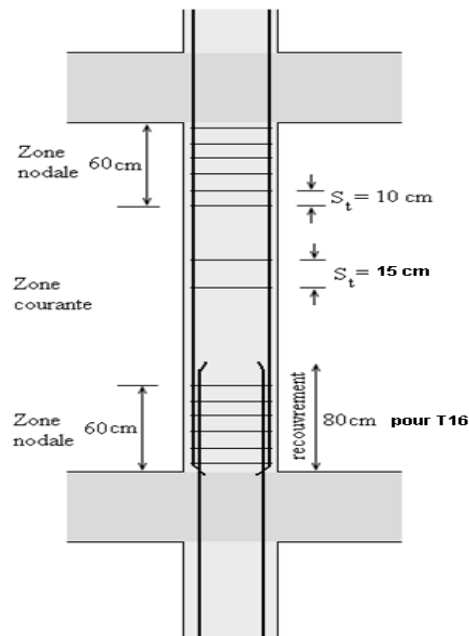


Figure.5.2 : Disposition des armatures pour les poteaux

5.2.5 : Schéma de ferrailage des poteaux

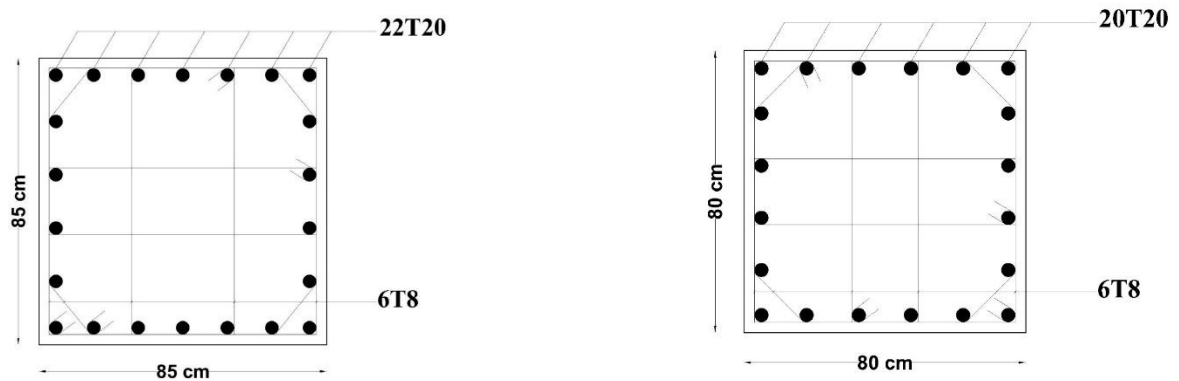


Figure.5.3 : Schéma de ferrailage des poteaux (85x85) et (80x80)

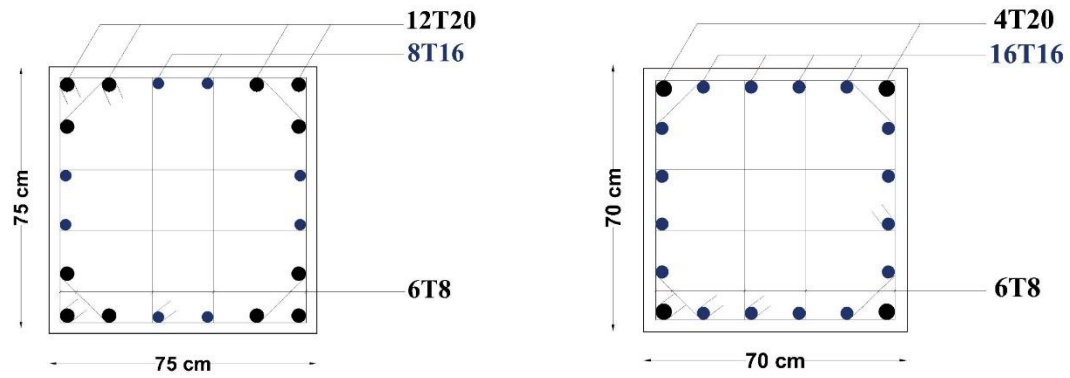


Figure.5.4 : Schéma de ferrailage des poteaux (75x75) et (70x70)

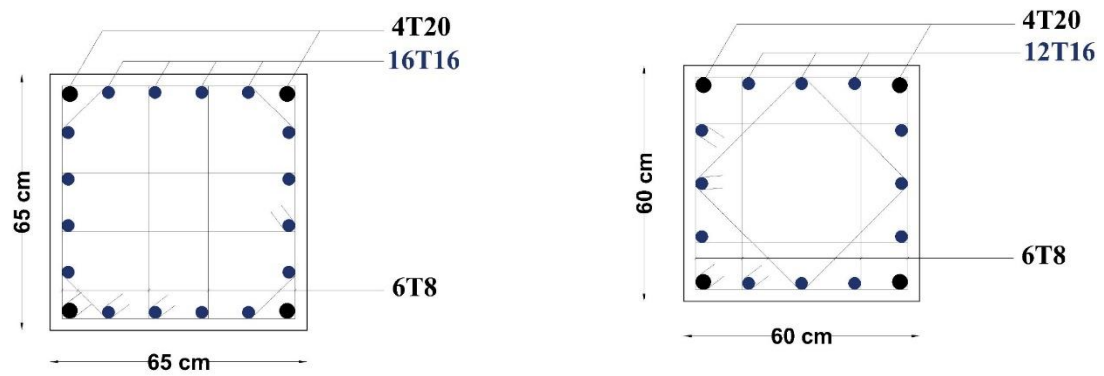


Figure.5.5 : Schéma de ferrailage des poteaux (65x65) et (60x60)

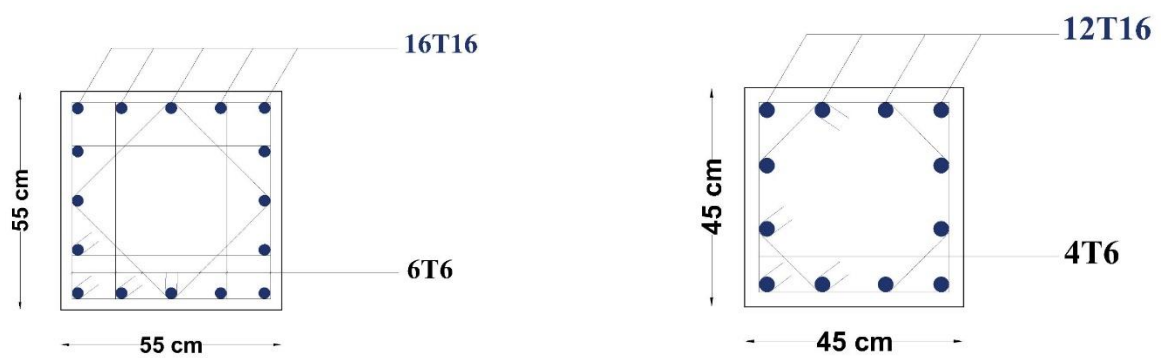


Figure.5.6 : Schéma de ferrailage des poteaux (55x55) et (45x45)

5.3. FERRAILLAGE DES POUTRES**5.3.1. Introduction**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux, qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a- Selon CBA 93 :

Situation durable :

- E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S: $G + Q$

b- Selon RPA 99 :

Situation accidentelle :

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

La section finale des armatures sera calculée suivant toutes les combinaisons en considération :

- M_a^{max} sur appuis.
- M_t^{max} en travée.

5.3.2. Calcul de ferrailage

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.7 : Ferrailages des poutres

Poutres		M (kN.m)	As calculée (cm ²)	Asmin 0,5% *B (cm ²)	As choisie (cm ²)
55*35	Appui	-579.22	29.05	9,625	4T16+8T20 (33.16)
	Travée	53.53	2.22		4T20 (15.56)
45*30	Appui	-305.187	18.06	7,875	3T20+5T16 (19.47)
	Travée	28.60	1.45		3T20 (9.42)

5.3.3. Vérification vis à vis de l'ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.8 : Vérification des contraintes à l'E.L. S

Poutres		M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
55x35	Appui	-130.83	0	18	-93.30	500	Ok
			5,58		64,10		Ok
	Travée	18.85	1,07		10,40		Ok
			0		-34		Ok
	Appui	-104.74	0	18	-74.70	500	Ok
			4.47		54.30		Ok
	Travée	1.73	0,10		0.96		Ok
			0		-3.12		Ok
45x30	Appui	-75.88	0	18	-111,40	500	Ok
			5,82		65,30	250	Ok
	Travée	10.24	0,97		9,64	500	Ok
			0		-30,10	250	Ok
	Appui	60.29	0	18	-88,50	500	Ok
			4,63		51,90	250	Ok
	Travée	1.71	0,16		1,61	500	Ok
			0		-5,03	250	Ok

5.3.4. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

5.3.4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Les résultats regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.9 : Vérification la contrainte de cisaillement dans la zone nodale

Section (cm ²)	$T_u^{\max}$ (kN)	b.d (cm ²)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
55x35	84,38	1732,5	0,48	3	OK
	70,69		0,41	3	OK
45x30	51,68	1215	0,42	3	OK
	45,86		0,38	3	OK

5.3.4.2. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ($f_e=500\text{MPa}$).

. Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\rightarrow \begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28K}}{0,8f_e} ; K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{\square}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_l\right\}$$

φ_l : Le diamètre minimal des armatures

. Selon le RPA 99 version 2003 : $\rightarrow$

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{\square}{4}; 12\varphi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{\square}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.10 : Ferrailage transversal des poutres

				BAEL 91		Choix
Section	Zone	τ_u (MPa)	$S_{tchoisi}$ (cm)	A_{tcal} (cm ²)	A_t	S_t (cm)
55*35	N	0,48	10	-0,13	4T8	10
	C		15	-		15
	N	0,41	10	-0.20	4T8	10
	C		15	-		15
45*30	N	0,42	10	-0.16	4T8	10
	C		15	-		15
	N	0,38	10	-0.19	4T8	10
	C		15	-		15

5.3.5. Vérification de la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Tel que :

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Remarque :

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel ETABS 17.1

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.11 : Vérification de la flèche des poutres

Section	f (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
55x35	0.807	11,10	Vérifié
45x30	0.970	10,50	Vérifié

5.3.6. Schéma de ferrailage des poutres

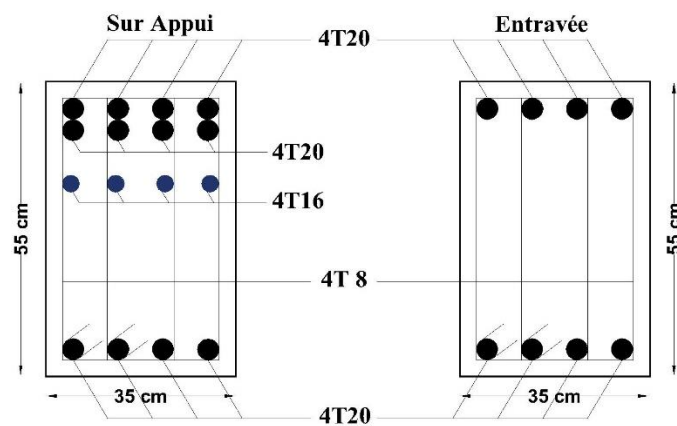


Figure.5.7 : Schéma de ferrailage des poutres principales

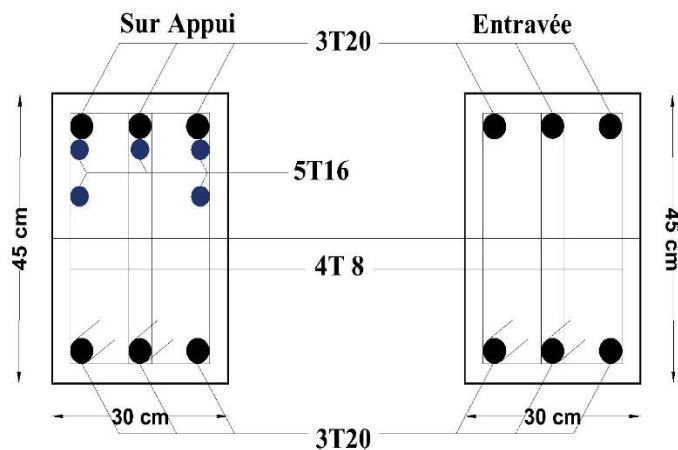


Figure.5.8 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires

5.4. FERRAILLAGE DES VOILES

5.4.1. Introduction

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes, par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan. Ces éléments peuvent être en béton armé ou non armé.

Le rôle des voiles est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux

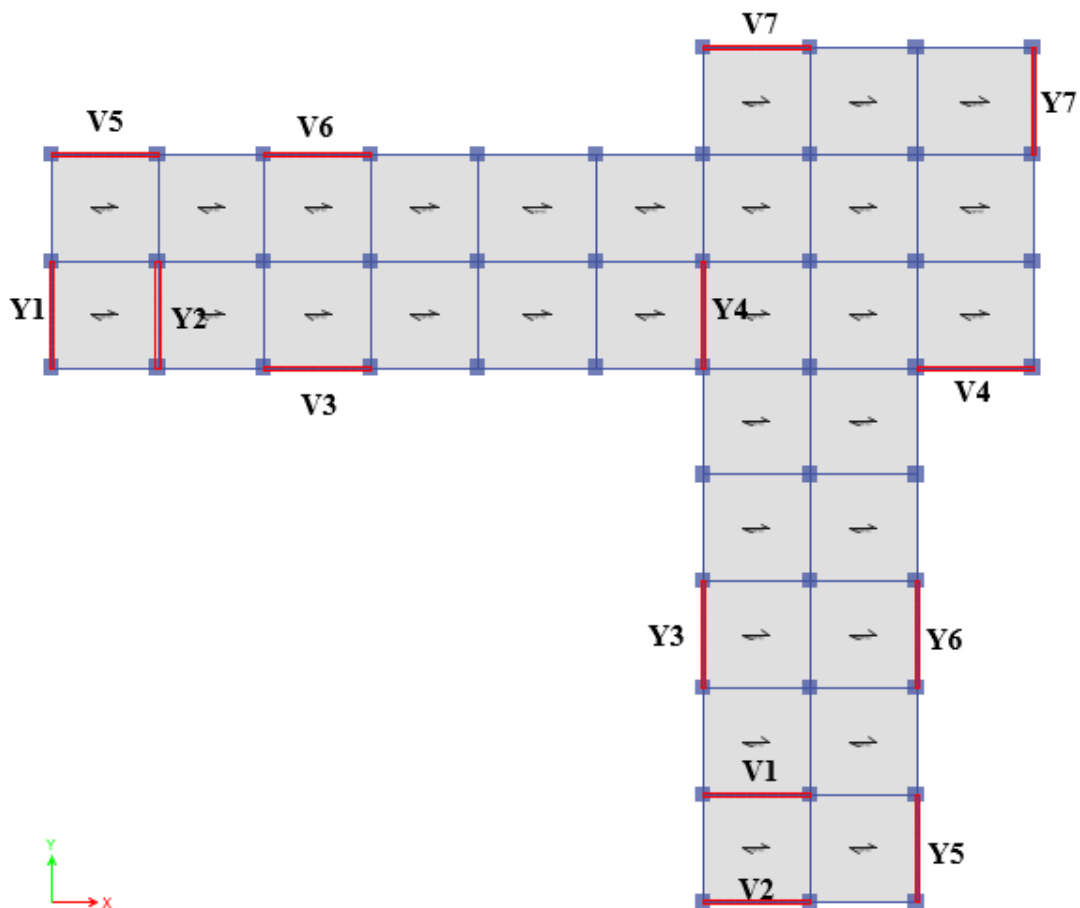


Figure 5.9 : Disposition des voiles

5.4.2. Ferrailage longitudinal

5.4.2.1. Ferrailage minimal

- Armatures longitudinales : $A_l, A'_l \geq 0.15\% \cdot b \cdot \square$
- Armatures transversales : $A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot H$ Si $\tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$
 $A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot H$ Si $\tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$

5.4.2.2. Ferrailage du voile (V4) RDC le plus sollicité suivant (x-x) par la méthode des contraintes

A l'aide de logiciel ETABS.17, on obtient les résultats suivants :

Voile V4 :

- Pmax = -5210,97 KN ; M3corr = -218,6917 knm
- P min = -62,1494 KN ; M3corr = 302,1154 knm
- M3max = 15508,1396 KN.m; Pcorr = -3639,7838 knm
- M3min = 21705,70 KN.m ; Pcorr = -2037,50 knm

Les résultats de tous les voiles sont présentés dans le tableau qui suit

Tableau 5.12 : Ferrailage longitudinal des voiles (x-x)

Voile (x-x)	P (KN)	M (KN.m)	As (cm ²)	As min (cm ²)
V1	-995.35	17031	83.21	42 ,50
V2	-2712	17345.80	69.44	42 ,50
V3	-1878.70	18651.30	83.82	42 ,50
V4	-2037.50	22705.70	104.31	42 ,50
V5	-602.27	19382.10	99.78	42 ,50
V6	-2042.40	19356.40	86.14	42 ,50
V7	-1419	19743.70	93.97	42 ,50

5.4.2.2.1 Exemple de calcul

On a :

$$P = -2037.50 \text{ KN}$$

$$M = 22705.70 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 104.31 \text{ cm}^2 \text{ Pour une longueur tendue : } L = 2.52 \text{ m}$$

$$L_t = 2.52/2 = 1.26 \text{ m}$$

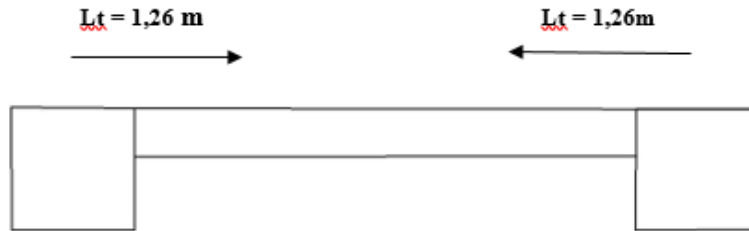


Figure 5.10 : longueur tendue

- Calcul du nombre de barres longitudinales nécessaires pour $L_t = 1.26 \text{ m}$

On a :

$$L_t - \left(\frac{B}{2}\right) = 1.26 - \left(\frac{0.85}{2}\right) = 0.835 \text{ cm} \rightarrow 0.835 / 15 = 7 \text{ barres par nappe espacées de } 15 \text{ cm}$$

14 barres pour les 2 nappes

$$- A_s = (14T + 14T) + A_{s_{poteau}}$$

On suppose l'utilisation de barres T14 :

$$A_s = 43.08 (28T14) + 69.08 (22T20)$$

$$= 112.16 \text{ cm}^2 > 104.31 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Ok}$$

- Calcul du nombre de barres longitudinales nécessaires pour $L = 5.5 \text{ m}$

$$\text{On a : } L_{\text{panneau}} - L_{\text{poteau}} = 5.5 - 0.85 = 4.65 \text{ m} \rightarrow \frac{4.65}{15} = 31$$

→ Donc on aura 32 barres de T 14 par nappe, espacées de 15 cm le long du voile

32T14 par 2 nappes espacées de $S_t = 15 \text{ cm}$

5.4.2.3. Ferrailage du voile (Y4) le plus sollicité suivant (y-y) par la méthode des contraintes

A l'aide de logiciel ETABS.17, on obtient les résultats suivants :

Voile Y5 :

- $P_{max} = -4156,6431 \text{ KN}$; $M_{3corr} = -7781,3756 \text{ KN.m}$

- $P_{min} = -119,5698 \text{ KN}$; $M_{3corr} = 59,8898 \text{ knm}$

- $M_{3max} = 19355,20 \text{ KN.m}$; $P_{corr} = -323,28 \text{ knm}$

- $M_{3min} = -14242,4069 \text{ KN.m}$; $P_{corr} = -932,055 \text{ knm}$

Les résultats de tous les voiles sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau 5.13 : Ferrailage longitudinal des voiles (y-y)

Voile (y-y)	P (KN)	M (KN.m)	As (cm ²)	As min (cm ²)
Y1	-861.96	19498.20	83.21	42 ,50
Y2	-2829.60	19435.20	69.44	42 ,50
Y3	-1925.30	19298.80	83.82	42 ,50
Y4	-4558.30	19296.20	104.31	42 ,50
Y5	-323.28	19355.20	99.78	42 ,50
Y6	-1827.20	19338	86.14	42 ,50
Y7	-1500.20	19379.80	93.97	42 ,50

On aura : 32 barres de T 14 par nappe, espacées de 15 cm le long du voile

32T14 par 2 nappes espacées de $S_t = 15 \text{ cm}$

5.4.3. Vérification de contraintes limites de cisaillement

5.4.3.1. Voile V4 RDC : (x-x)

On a : $V_x = 3125.50 \text{ KN}$

Selon le BAEL :

- $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 0.2 \cdot 30 = 6 \text{ MPa}$
- $\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d}; V_0 = 1.4 \cdot V_{\text{calcul}} \rightarrow \tau_b = \frac{1.4 \times 3125.50 \times 10^3}{0.20 \times 0.9 \times 4.25} = 5.71 \text{ MPa}$
- $\tau_b = 5.71 \text{ MPa} < \tau_b = 6 \text{ MPa} \quad \text{Ok}$

5.4.3.2. Voile Y5 RDC (y-y)

On a : $V_y = 2930.35 \text{ KN}$

- $\tau_b = \frac{1.4 \times 2930.35 \times 10^3}{0.20 \times 0.9 \times 4.25} = 5.36 \text{ MPa} \rightarrow \tau_b = 5.36 \text{ MPa} < \tau_b = 6 \text{ MPa} \quad \text{Ok}$

5.4.4. Calcul de ferrailage transversal

5.4.4.1. Voile V4 RDC (x-x)

- Calcul de l'espacement St :

D'après le BAEL :

$St \leq (1.5 \cdot e ; 30 \text{ cm})$ Avec e : épaisseur du voile

$St \leq (1.5 \cdot 0.20 ; 30 \text{ cm})$

On prend $St = 20 \text{ cm}$

Suivant le BAEL, On a :

$$A_{BAEL} = \frac{\tau_b \times St \times b}{0.9 \times f_e} = \frac{5.70 \times 0.20 \times 0.20}{0.9 \times 500} = 5.06 \text{ cm}^2$$

Suivant le RPA, On a :

$$\bullet \quad \text{Si : } \begin{cases} A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot H & \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28} = 0.75 \text{ MPa} \\ A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot H & \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.75 \text{ MPa} \end{cases}$$

Dans notre cas : $\tau_b \geq 0.025 f_{c28}$

Donc $A_{tRPA} = 25\% \cdot b \cdot H = 25\% \times 0.20 \times 4.25 = 21.25 \text{ cm}^2$ Pour les deux nappes

$$A_{tRPA} > A_{tBAEL} \quad \text{Donc} \quad A_t = 21.25 \text{ cm}^2$$

5.4.4.2. Voile Y5 RDC (y-y)

- Calcul de l'espacement St

D'après le BAEL $\rightarrow$ On prend $St = 20 \text{ cm}$

Suivant le BAEL, On a :

$$A_{BAEL} = \frac{\tau_b \times St \times b}{0.9 \times F_e} = \frac{5,36 \times 0.20 \times 0.20}{0.9 \times 500} = 4,76 \text{ cm}^2$$

Suivant RPA, On a :

$$At_{RPA} = 25\% \cdot b \cdot H = 25\% \times 0.20 \times 4,25 = 21,25 \text{ cm}^2 \text{ Pour les deux nappes}$$

$$At_{RPA} > At_{BAEL}$$

Donc, on aura un ferrailage identique pour les voiles V4 et Y5

avec $At = 21,25 \text{ cm}^2$ Pour les deux nappes $\rightarrow At = 10,62 \text{ cm}^2$ pour une nappe

$$\text{On a : } 4,25 - 0,55 = 3,70 \text{ m (hauteur du voile) } \rightarrow \frac{3,70}{St} = \frac{3,70}{20} = 18,5 \text{ cm } \rightarrow 20 \text{ barres}$$

On opte : 20T10 ($15,70 \text{ cm}^2$) $>$ ($10,62 \text{ cm}^2$) par nappe

40T10 par 2 nappes espacées de $St = 20 \text{ cm}$

5.4.5. Schéma de ferrailage des voiles

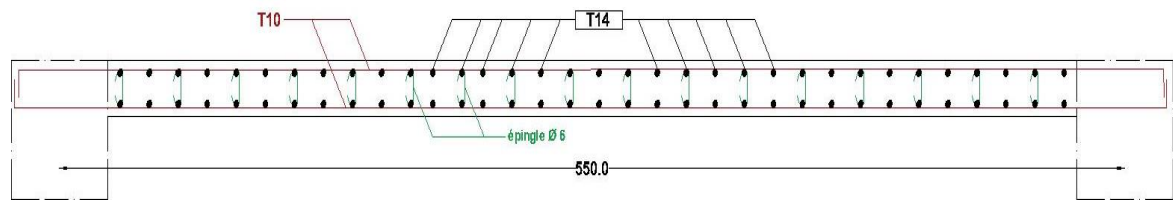


Figure 5.11: Coupe transversale

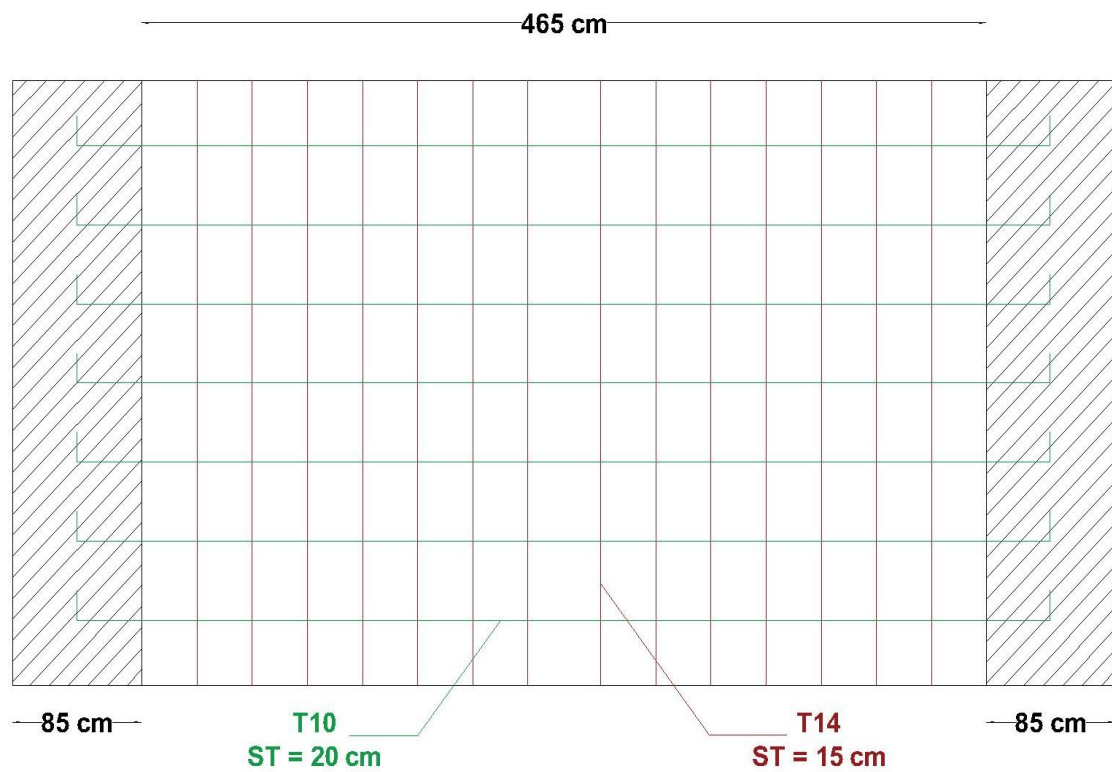


Figure 5.12: Coupe longitudinale

CHAPITRE 6

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

6.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous nous intéresserons au calcul des différents éléments secondaires constituant notre bâtiment à savoir : l'acrotère, le plancher

6.2. CALCUL DE L'ACROTERE

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse ; elle sera soumise à son poids propre et une poussée latérale de 1 kN/ml, due à la main courante.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur au niveau de la section dangereuse à l'endroit de l'encastrement.

- largeur : $l = 1,00 \text{ m}$
- hauteur : $h = 0,60 \text{ m}$
- épaisseur : $e = 0,10 \text{ m}$

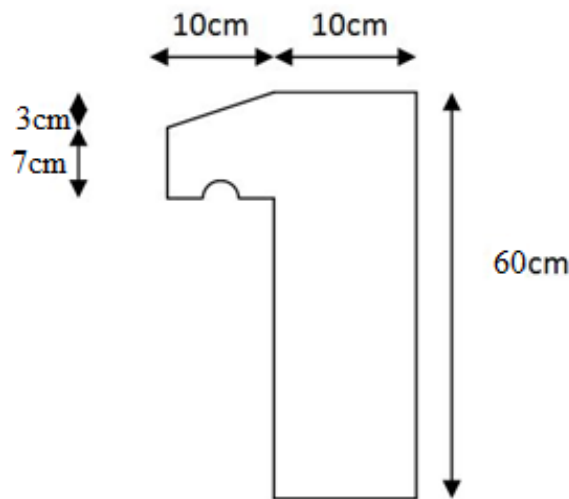


Figure 6.1 : Coupe verticale de l'acrotère

6.2.1. Evaluation des charges

a- Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère : $S = \{(0,6 \times 0,1) + (1/2 \times 0,1 \times 0,03) + (0,07 \times 0,1)\} = 0,069 \text{ m}^2$
- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN}$
- Revêtement par du mortier ($e=1,5\text{cm}$; $\rho= 18\text{KN/m}^3$)

$$G = \rho_{mc} \cdot e \cdot L_{mc} = 18 \times 0,015 \times (60 + 50) \cdot 10^{-2} = 0,297 \text{ kN/ml}$$

$$G_T = 2,125 \text{ kN/ml}$$

b- Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante, donc :

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

c- Action des forces horizontales (F_p) :

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4A C_p W_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau [4-1] suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{zone III} \\ \text{groupe 1B} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,30$$

C_p : Facteur de force horizontale donné par le tableau [6-1] [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère = 2,02 kN.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,02 = 1,61 \text{ kN}$$

6.2.2. Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U:

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p) = \text{Max} (1,5 \text{ kN} ; 1,61 \text{ kN}) = 1,61 \text{ kN}$$

$$N_u = 1,35G = 2,73 \text{ kN}$$

$$M_u = Q_u \cdot h = 1,61 \times 0,60 = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$T_u = Q_u = 1,61 \text{ kN}$$

E.L.S:

$$N_{ser} = G_T = 2,02 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 1,0 \times 0,6 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$T_{ser} = Q = 1,0 \text{ kN}$$

6.2.3. Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire.

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire avec :

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} ; c = c' = 2 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

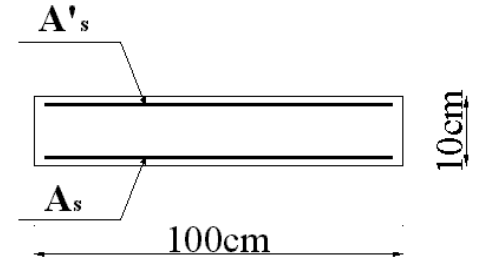
a. Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,97}{2,73} = 35,53 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \\ e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section} \end{array} \right.$$

partiellement comprimée.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .



b. Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 0,97 + 2,73 \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 1,05 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,00965$$

$\mu < \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,96 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,30 \text{ cm}^2$$

6.2.4. Vérification de la section d'acier

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la condition de non-fragilité :

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

On a : $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$; $f_e = 500$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2; 0,88 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

- Armatures de répartition : $\frac{A_s}{2} \geq A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow$

$$1 \text{ cm}^2 \geq A_s \geq 0,50 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T6 par face $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$

6.2.5. Vérification à L'E.L.S

a- Vérification des contraintes :

- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,02 \cdot 10^3 \times 45,66 \cdot 10}{7678,85 \cdot 10^4} \right) \times 6,11 = 0,012 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

- Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{2,02 \cdot 10^3}{7678,85 \cdot 10^4} \times 45,66 \cdot 10 \right) (8 - 6,11) \cdot 10 = 3,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \quad \text{Vérifié}$$

$$\sigma'_s = 15 \left(\frac{2,02 \cdot 10^3}{7678,85 \cdot 10^4} \times 45,66 \cdot 10 \right) (6,11 - 2) \cdot 10 = 7,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \quad \text{Vérifié}$$

6.2.6. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1,61 \cdot 10^3}{80 \cdot 10^3} = 0,020 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

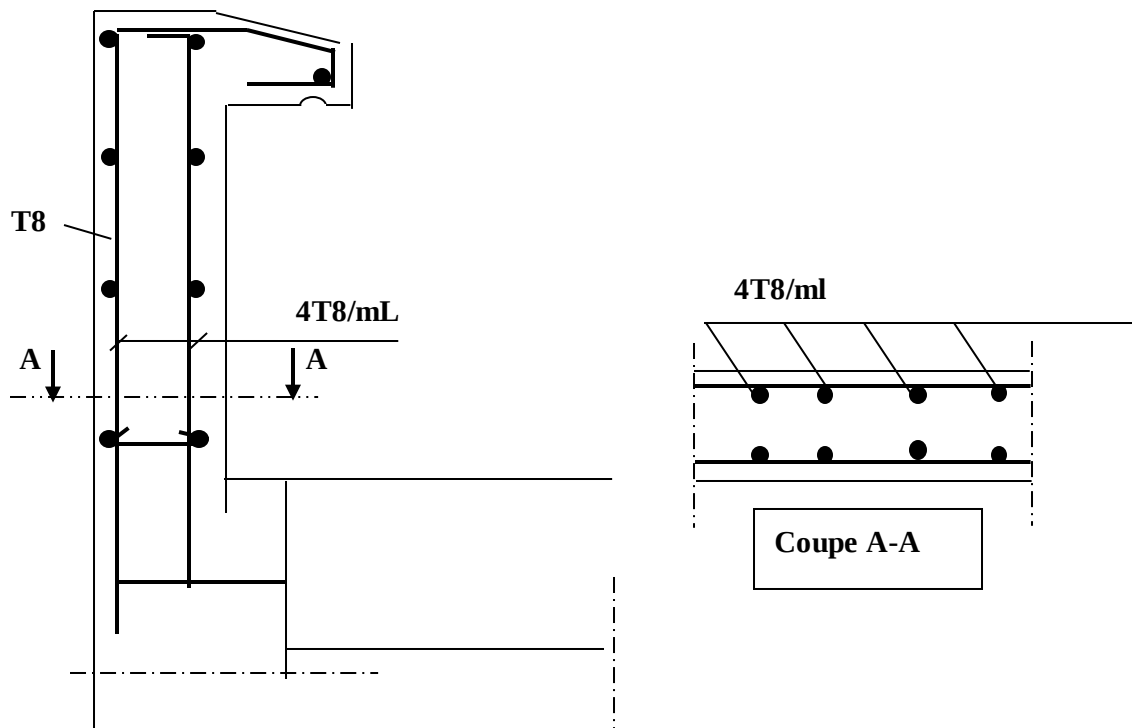


Figure 6.2 : Ferrailage de l'acrotère

6.3 CALCUL DES PLANCHERS

Les planchers ont un rôle très important dans la structure ; ils supportent les charges verticales, puis les transmettent aux éléments porteurs ; ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

6.3.1. Dalle pleine

6.3.1.1. Dalle pleine de R.D.C

Les charges appliquées sur la dalle du R.D.C sont :

$$G = 7,56 \text{ kN/m}^2$$

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

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,95 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{ser} = G + Q = 10,06 \text{ kN/m}^2$$

Pour calculer le ferrailage, nous considérons le panneau le plus défavorable suivant :

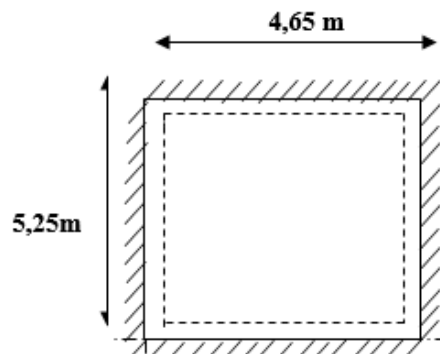


Figure 6.3 : Dimensions du panneau étudié

a. Détermination des moments :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,65}{5,25} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,743 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 14,36 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 10,67 \text{ kN.m}$$

a.1 Moments en travées : $M_{tx}=0,75M_x= 10,77 \text{ kNm}$; $M_{ty}=0,75M_y=8 \text{ kNm}$.

a.2 Moments sur appuis : $M_{ax}=0,5M_x=7,18 \text{ kNm}$; $M_{ay}=0,3M_x=5,34 \text{ kNm}$

a.3ferraillage de la dalle pleine :

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$; $F_{bc}=17\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.1 : Ferraillage de la dalle pleine

	Sens	M_u (kNm)	M	A	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	Esp calc (cm)
Travée	x-x	10,77	0,026	0,033	17,76	1,86	7T12	15
	y-y	8	0,019	0,246	16,22	1,51	7T12	15
Appuis	x-x	7,18	0,013	0,20	16,54	1	7T12	15
	y-y	5,34	0,009	0,01	17,91	0,68	7T12	15

b. Condition exigée par les RPA99/version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section, dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

c. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 1,98\text{cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_s = 7,91\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,98\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sur appui : } A_s = 7,91\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,98\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15 f_{c28}; 4\text{MPa})$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{13,95 \times 4,39 \times 5,85}{2 \times 4,39 + 5,85} = 23,42 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 21,63 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 23,42 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{23,42 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

e. Vérification à l'ELS :

e.1 Evaluation des sollicitations à l'ELS : $Q_{\text{ser}} = 10,16 \text{ kN/m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,743 \end{cases}$$

e.2 Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau 6.2 : Vérification des contraintes de la dalle pleine

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	7,76	7,91	6,40	18	239,6	250	OK
	y-y	5,79	7,91	1,64	18	66,90	250	OK
Appuis	x-x	5,18	7,91	3,46	18	141	250	OK
	y-y	3,85	7,91	2,13	18	148,3	250	OK

6.3.1.2 Schéma De Ferrailage De La Dalle Pleine

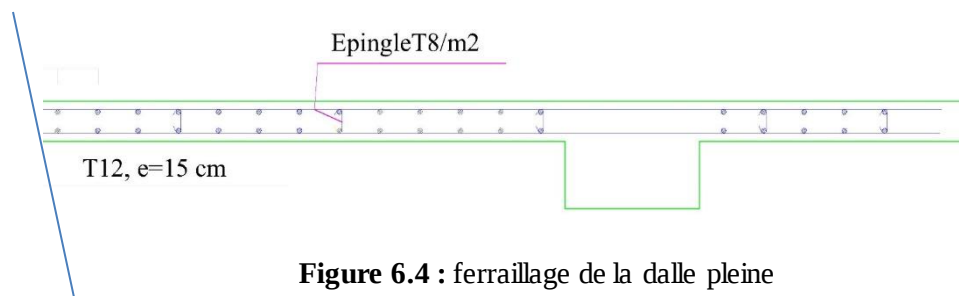


Figure 6.4 : ferrailage de la dalle pleine

CHAPITRE 7

ETUDE DES FONDATIONS

7.1. INTRODUCTION

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure.

Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service.

En structures, on est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et on doit opérer des choix en prenant en compte les indications suivantes :

- Taux de travail sur le sol.
- Genre de structure (souple, rigide).
- Type de fondations et leurs ancrages.

De plus, des considérations d'ordre économique et d'impact sur l'environnement sont à respecter

7.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- ❖ Stabilité de l'ouvrage
- ❖ Facilité d'exécution (coffrage)
- ❖ Économie (ferraillage, béton)

7.3. FACTEURS INTERVENANT DANS LE CALCUL DES FONDATIONS

Plusieurs facteurs sont pris en considération lors du calcul des fondations, on peut citer :

- ❖ La contrainte du sol (σ_{sol}).

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage a donné une contrainte admissible égale à 0.3 Mpa_c (Voir Annexe B)

- ❖ La classification du sol.
- ❖ La réponse du sol et la réponse de la structure.
- ❖ Les efforts transmis à la base.

7.4. CALCUL DES FONDATIONS

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général

Chaque étape fera l'objet de vérification

7.4.1. Semelle isolée

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{Semelle}} \leq \sigma_s$$

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égal à :

$$N_s = N_G + N_Q = 6420,10 \text{ kN}$$

$$\text{D'ou: } S_{Semelle} \geq \frac{6420,10}{300} \Rightarrow S = 21,4 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S_{Semelle}} \Rightarrow A = \sqrt{21,4} = 4,62 \text{ m} \Rightarrow B = 4,62 \text{ m}$$

La vérification de l'interférence entre deux semelles se traduit par :

$$\text{Il faut vérifier que : } L_{min} \geq 1,5 \times B$$

Tel que : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

Dans notre cas , $L_{min} = 5,5 \text{ m} < 1,5 \times 4,62 = 6,93 \text{ m} \dots\dots$ non vérifié

❖ Conclusion :

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors au choix des semelles filantes.

7.4.2. Semelles filantes

a. Hypothèse de Calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane, telles que leurs centres de gravités coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b. Étapes de Calcul

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_{Si}$ de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L \sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau 7.1 : Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
1	16844.32	33	1.7	1,7	56.1
2	21615.99	38	1.89	1,90	72.2
3	19428.43	44	1.47	1,50	66
4	20898.25	44	1.58	1,60	70.4
5	24645.9	44	1.87	1,90	83.6
6	24623.33	38	2.16	2.2	83.6
7	54138.43	44	4.1	4.1	180.4
8	49787.91	44	3.77	3.8	167.2
9	47275.43	44	3.58	3.6	158.4
10	19194.13	44	1.45	1.5	66
A	12999.12	28	1.54	1,60	44.8
B	19351.53	44.5	1.44	1.50	66.75
C	19371.69	50.6	1.27	1,30	65.78
D	20481.59	50.6	1.34	1,4	70.84
E	21946.18	50.6	1.44	1,45	73.73
F	57665.26	50.6	3.79	3.8	192.28
G	57665.26	50.6	3.79	3.8	192.28
H	57141.41	50.6	3.76	3.8	192.28
I	26035.26	50.6	1.71	1.75	88.55
$\sum S$					1991.19

c.Vérification

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{1991.19}{2468.4} = 80\% > 50\%$$

Remarque :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ❖ Une meilleure distribution des charges sur le sol.
- ❖ La réduction des tassements différentiels.
- ❖ La facilité d'exécution.

7.4.3. Radier général

7.4.3.1. Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sur toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées ; dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

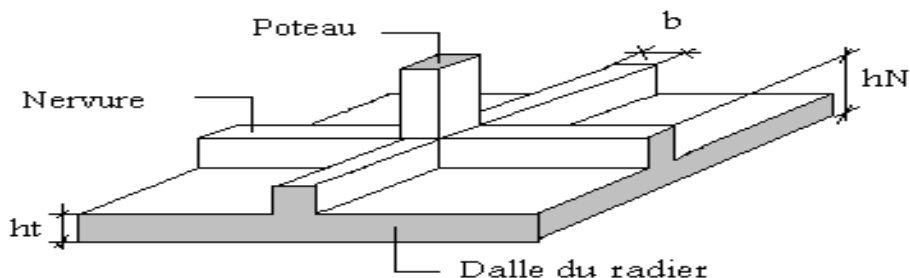


Figure 7.1 : Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux

7.4.3.2. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \implies S_{nec} \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de la superstructure et du sous-sol.

Pour : $\begin{cases} N = 352482.32 kN \\ \sigma_{sol} = 3 bar \end{cases}$

On trouve : $S_{nec} \geq 1174.94 \text{ m}^2$

- La surface occupée par l'ouvrage = $2468.4 \text{ m}^2 > S_{nec}$
- Le radier sera pourvu d'un débord minimum de 50 cm.

Donc la surface totale de radier est : $2468.4 + 200.2 \times 0.5 = 2568.5 \text{ m}^2$

7.4.3.3. Prédimensionnement du radier

a. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 6.1 \text{ m} ; \quad 24,4 \text{ cm} \leq h_1 \leq 30,5 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 25 \text{ cm}$$

On prend : $h_{min} = 40 \text{ cm}$

b. Dimensionnement des nervures :

b 1. Condition de coffrage (largeur de la nervure) :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{610}{10} = 61 \text{ cm}$$

Donc on opte $b = 85 \text{ cm}$

b 2. Hauteur de la nervure :

Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

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

On a :

$$L_{max} = 6,1 \text{ m}$$

$$40,6 \text{ cm} < h_n < 60 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 50 \text{ cm}$$

Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$.

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E = 20000 \text{ MPa}$).

$b=1$: Largeur de la semelle en axe des poteaux.

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- ❖ $K=0,5[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- ❖ $K=4 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- ❖ $K=12[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

$$\text{On aura : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

AN:

$$K=4[\text{kg/cm}^3]$$

$$L_{\max}=6,10\text{m}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 6100}{\pi}\right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 110,91\text{cm} \Rightarrow h_2 = 120\text{cm}$$

Condition de poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 U_c h_n f_{c28}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=6639.73\text{kN}$)

U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c=2[(a+b)+2h]$)

a, b : Dimensions du poteau du RDC (85 x 85).

$$N_u \leq 0,045(4a + 4h)h_n f_{c28}$$

$$\Rightarrow h_n \geq 32,87\text{cm} \Rightarrow h_3 = 35\text{cm}$$

Conclusion :

$$h_n \geq \text{Max}(h_1; h_2; h_3) \geq \text{Max}(50; 120; 35) = 120\text{cm}$$

$$\text{On prend : } h_n = 1,20 \text{ m}$$

Le choix final :

- Épaisseur de la dalle du radier $h=40 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 120 \text{ cm} \\ b_n = 85 \text{ cm} \end{cases}$

7.4.3.4. Caractéristiques géométriques du radier

a. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 28,55 \text{ m} \\ Y_G = 22,5 \text{ m} \end{cases}$$

b. Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 433603,1 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 698135,3 \text{ m}^4 \end{cases}$$

7.4.3.5. Vérifications Nécessaires

7.4.3.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5), quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du central de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismiques.

N_r : effort normal de la structure

B : la largeur du radier.

$$M_r = M_0 + V_0 \cdot h$$

M_0 : moment à la base de la structure

V_0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'ancrage de la structure

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier ETABS V17.0.1

$$N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + N_{ser}(\text{infrastructure}) = 322651.56 + 30822 = 353473.56 \text{ kN}$$

$$N_{ser}(\text{infrastructure}) : [(\rho_{\text{beton}} * S_{\text{radier}} * h_{\text{(épaisseur radier)}})] = 30822 \text{ kN}$$

$$N_{ser} = 353473.56 \text{ kN}$$

- Suivant le sens xx :

$$B_x = 57,1 \text{ m} \Rightarrow \frac{B_x}{4} = 14,27 \text{ m}$$

$$M_0 = 1658289.12 \text{ kNm} \quad V_0 = 30862.61 \text{ kN}$$

$h = 0 \text{ m}$ (les efforts sont donnés à la base de la structure selon ETBAS y compris les efforts des deux sous-sol)

$$M_r = 1658289.12 + 30862.61 \times 0 = 1658289.12 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{1658289.12}{353473.56} = 4.69 \text{ m} \leq \frac{B_x}{4} = 14,025 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Suivant le sens yy :

$$B_Y = 45 \text{ m} \Rightarrow \frac{B_Y}{4} = 11,25 \text{ m}$$

$$M_0 = 2698608.88 \text{ kN} \quad V_0 = 30780.04 \text{ kN}$$

$h=0\text{m}$ (les efforts sont donnés à la base de la structure selon ETBAS y compris les efforts des deux sous-sol)

$$Mr = 2698608.88 + 30780.04 \times 0 = 2698608.88 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{2698608.88}{353473.56} = 7.63 \text{ m} \leq \frac{B_Y}{4} = 11 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Conclusion :

La condition est vérifiée, donc le bâtiment est stable.

7.4.3.5.2. Vérification des contraintes sous le radier

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{\text{sol}} = 0.3 \text{ Mpa}$. (Voir annexe B), les contraintes du sol sont données par :

- a. Sollicitation du premier genre : On doit vérifier que : $\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{353473.56}{2568.5} = 137,61 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = 137,61 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 300 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- b. Sollicitation du second genre :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I} V$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale ; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire ; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible

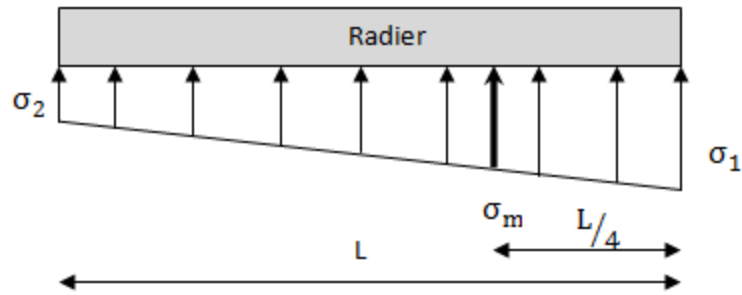


Figure 7.2 : Contraintes sous le radier

Avec :

$$I_{xx} = 433603.1 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 698135.3 \text{ m}^4$$

- ELU:

$$N_u = N_u (\text{structure}) + N_u (\text{infrastructure}) = 482243.44 \text{ kN}$$

$$N_u = 482243.44 \text{ kN}$$

M : le moment de renversement.

- ♦ $M_x = 1658289.12 \text{ kN.m}$
- ♦ $M_y = 2698608.88 \text{ kN.m}$
- ♦ $\bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2$

Tableau 7.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	296,86	78,49	242,26
Sens y-y	361,62	13,73	274,64
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 450$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 399$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- ELS:

$$N_s = 352482.32 \text{ Kn}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2$$

Tableau 7.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	246,36	27,99	191,76
Sens y-y	311,12	36,76	242,53
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 450$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 399$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

7.4.4. Ferrailage de la dalle du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres, qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des charges.

a. Ferrailage de la dalle du radier :

a 1. Valeur de la pression sous radier :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 274,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 242,53 \text{ kN/m}$$

a.2 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

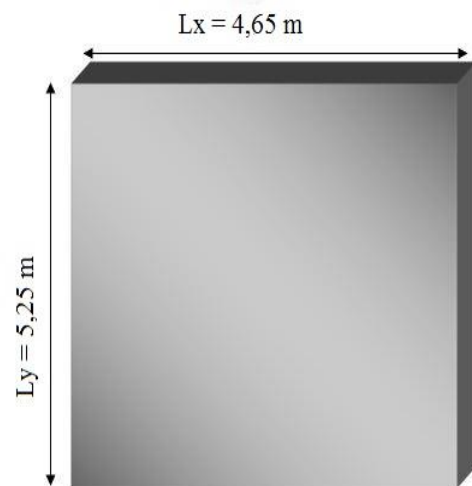


Figure 7.3 : Panneau de la dalle du radier

a.3 Calcul des moments

Pour le calcul, on suppose que les panneaux reposent sur les nervures ; d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis comme suit :

- Panneau de rive
 - Moment en travée :
$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$$
 - Moment sur appuis :
$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (appui intermédiaire)} \end{cases}$$
- Panneau intermédiaire
 - Moment en travée :
$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$$
 - Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$
 - Le panneau le plus sollicité est un panneau intermédiaire avec :

$$L_x = 4,65m ; L_y = 5,25m$$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,65}{5,25} = 0,88 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0,745 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 283,85 kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 211,46 kNm$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75M_x = 212,88 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 158,59 \text{ kN.m}$$
- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,5M_x = 141,92 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 105,73 \text{ kN.m}$$

Ferraillage de la dalle :

$b = 100\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$; $d = 36\text{cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4\text{MPa}$; $\sigma_s = 435\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 7.4 : Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _{smin} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	212,88	0,096	0	0,061	35,12	13,93	3,97	7T16	14,07	15
	y-y	158,59	0,071	0	0,092	34,67	10,51	3,97	7T16	14,07	15
Appuis	x-x	141,92	0,064	0	0,082	34,81	9,37	3,97	7T16	14,07	15
	y-y	105,73	0,047	0	0,060	35,13	6,91	3,97	7T16	14,07	15

Espacement :

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

En travée :

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,29\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte S_t=15 cm.

Sens y-y :

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(160\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,29\text{cm} < 40\text{cm}$$

On prend S_t=15cm

Aux Appuis :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,29\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend S_t=15 cm

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

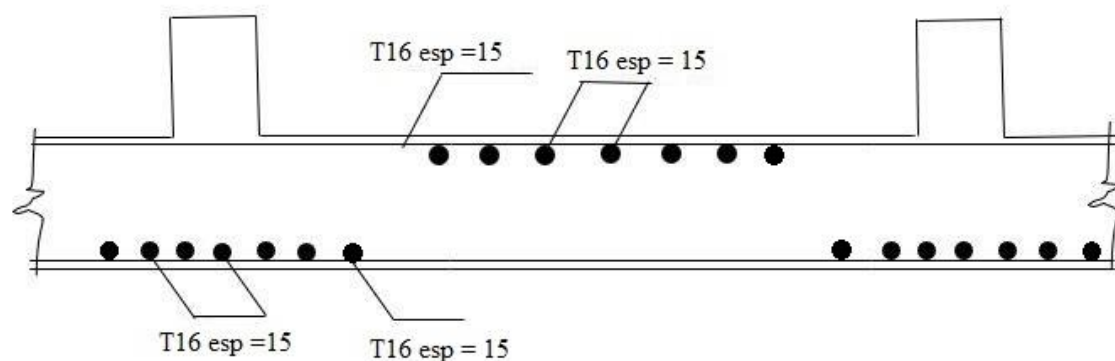


Figure 7.4 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier

7.4.5. Ferrailage des nervures

7.4.5.1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « BAEL91 modifié 99 »

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

- Sens X-X :

$L_{\max} = 6,1 \text{ m} ; q = \frac{1.35G_{\text{tot}} \times 1.5Q_{\text{tot}}}{L} ;$

$q = 283,94 \text{ kN/ml} ; M_0 = 1073,65 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_0 = 912,60 \text{ kN.m}$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0 = 536,82 \text{ kN.m}$

b.2 Calcul des armatures :

$b = 85 \text{ cm} ; h = 120 \text{ cm} ; d = 108 \text{ cm}.$

Tableau 7.5 : Ferrailage des nervures (sens x-x)

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	912,60	0,061	0,079	104,57	20,07	7T20+7T16	36,05
Appuis	536,82	0,036	0,045	106,01	11,04	7T20+7T14	32,76

- Sens Y-Y :

$L_{\max} = 5,5 \text{ m} ; q = \frac{1.35G_{\text{tot}} \times 1.5Q_{\text{tot}}}{L} ;$

$q = 269,57 \text{ kN/ml} ; M_0 = 1019,31 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_0 = 866,81 \text{ kN.m}$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0 = 509,35 \text{ kN.m}$

Tableau 7.6 : Ferrailage des nervures (sens y-y)

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	866,81	0,058	0,075	104,75	19,03	7T20+7T16	36,05
Appuis	509,35	0,034	0,043	106,11	11,03	7T20+7T14	32,76

7.4.5.2. Vérifications nécessaires

1- Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 10,13cm^2$$

2- Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h=120 \text{ cm} \rightarrow A_p = 3 \times 1,20 = 3,60cm^2$$

On choisit $A_p = 6T14 = 9,23 \text{ cm}^2$

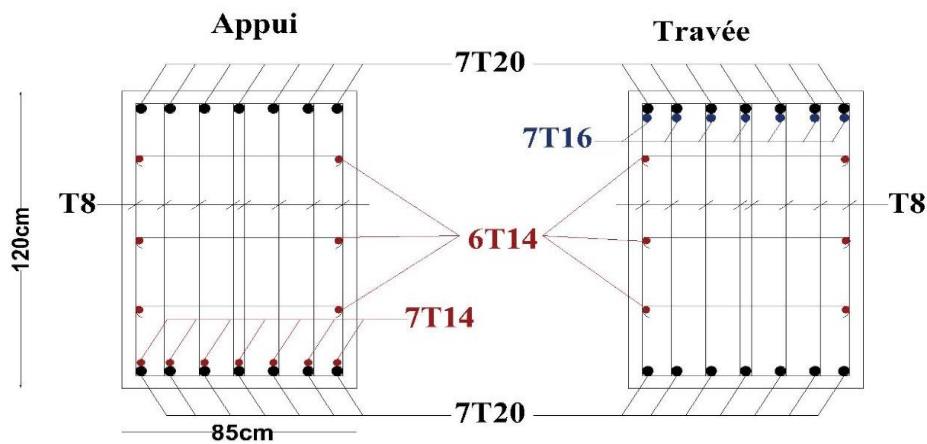


Figure 7.5 : Ferrailage des nervures suivant X-X et Y-Y

7.4.6. Ferrailage du débord

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

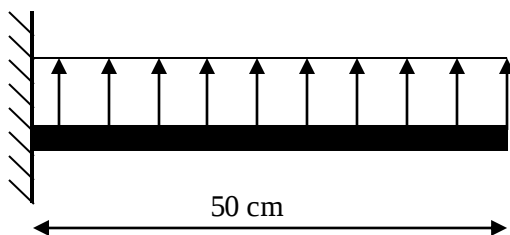


Figure 7.6 : Schéma statique du débord

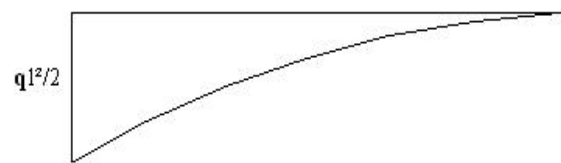


Figure 7.7 : Diagramme des Moments

Evaluation des charges :

• E.L.U : $q_u = 187,38 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.

• E.L.S : $q_{ser} = 137,20 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.

1- Calcul des efforts :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement :

- E.L.U : $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 23,42 \text{ kN.m}$

$$T_u = -q_u \cdot L = -93,69 \text{ kN}$$

- E.L.S : $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 17,15 \text{ kN.m}$

$$T_{ser} = -q_{ser} \cdot L = -68,6 \text{ kN}$$

2- Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme de la flexion simple.

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$, $d = 36 \text{ cm}$, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$.

Tableau 7.7 : Ferrailage du débord

$M_u (\text{kNm})$	μ	α	$Z (\text{cm})$	$A_s^{cal} (\text{cm}^2)$
23,42	0,012	0,015	35,78	1,50

3- Condition de non fragilité : $A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,97 \text{ cm}^2$

Note : On opte pour le même ferrailage que celui de la dalle de radier.

7.5. VOILE PERIPHERIQUE

7.5.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement, qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base, un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

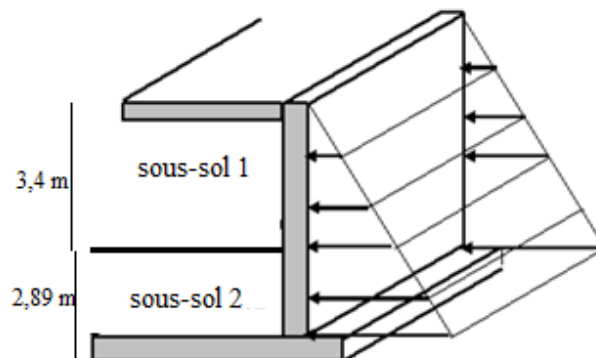


Figure 7.8 : Evaluation des charges de voile périphérique

7.5.2. Prédimensionnement

Pour le prédimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

7.5.3. Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1m qui se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=2.85\text{m}$; $L_y=6.10\text{m}$; $e = 20 \text{ cm}$.

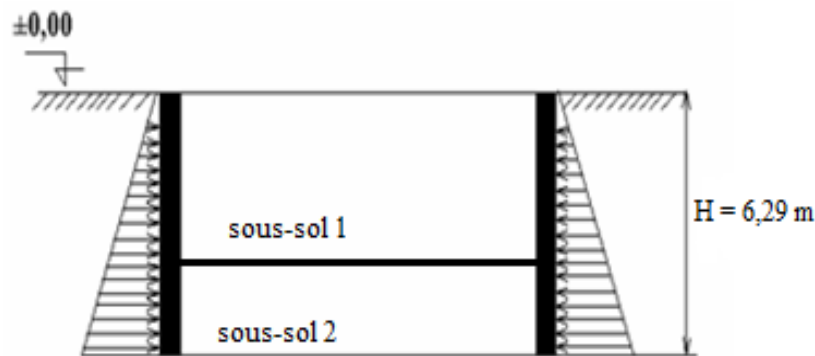


Figure 7.9 : Poussées des terres

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q=A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A: coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 27.07^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.374$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 21,31 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 21,31 = 28,77 \text{ kN/ml}$$

7.5.4. Effort dans le voile périphérique

Les efforts dans le voile périphérique seront calculés en plaçant une charge surfacique uniformément répartie sur toute la hauteur du voile (cas défavorable)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,85}{6,10} = 0,46 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires

$$\rho = 0,46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,102 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 23,83 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5,95 \text{ kNm}$$

- Moments en travées :
 $M_{tx} = 0,85 M_x = 20,25 \text{ kNm}$
 $M_{ty} = 0,85 M_y = 5,05 \text{ kNm}$
- Moments sur appuis :
 $M_{ax} = 0,5 M_x = 11,92 \text{ kNm}$
 $M_{ay} = 0,5 M_y = 2,97 \text{ kNm}$

7.5.5. Ferrailage du voile périphérique

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$;

$F_{bc}=17\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 7.8 : Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (kNm)	M	A	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	20,25	0,036	0,046	17,66	2.64	4T12	2x4,52	25
	y-y	5,05	0.009	0.011	17.91	0.65	4T12	2x4,52	25
Appuis	x-x	11,92	0.021	0.027	17.80	1.54	4T12	2x4,52	25
	y-y	2.97	0.005	0.006	17.95	0.38	4T12	2x4,52	25

7.5.6. Condition exigée par les RPA99/version 2003

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

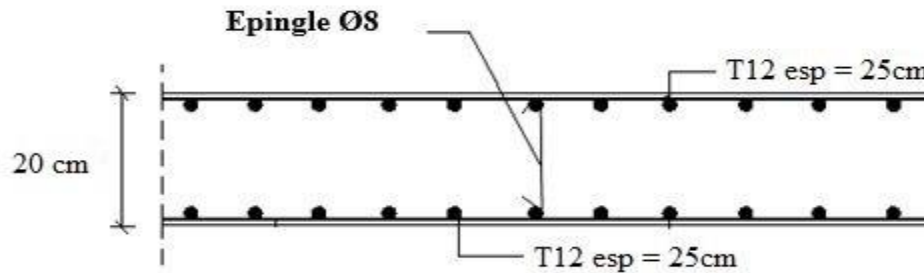


Figure 7.10 : Ferrailage du Voile Périphérique sur les deux (2) sens

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$)
 - Poteau rectangulaire : $B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$
- α : Coefficient dépendant de l'élancement.

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

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau ($B = a \times b$).
- N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.
- La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

- Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de :

- $G_{\text{total}} = 6512,13 \text{ kN}$

- Surcharge d'exploitation : $Q_{\text{total}} = (2,5 \times 31,9) \times 2 = 159,5 \text{ kN}$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 9031,43 \text{ kN}$$

- Les efforts sont tirés du niveau du deuxième sous-sol

b. Calcul du ferraillage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 24,53 \text{ cm}$

- $\lambda = \frac{2,02}{0,245} = 8,24 < 50$

- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,84$

- $Br = (85 - 2)^2 = 6889 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{9031,43 \cdot 10^3}{0,84} - \frac{6889 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{30}{1,5} \right) \frac{1,15}{500} = -104,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

$A_s^{\min} = 0,9\%B$ selon RPA99 version 2003

$$A_s^{\min} = 65,02 \text{ cm}^2$$

Remarque

Le calcul en compression simple des poteaux des deux sous-sol a donné une section inférieure à celle exigée par le *R.P.A. version 2003*, par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux, les mêmes sections d'armatures des poteaux du RDC soit : (22T20) pour la première partie, et du (12T16) pour la deuxième partie.

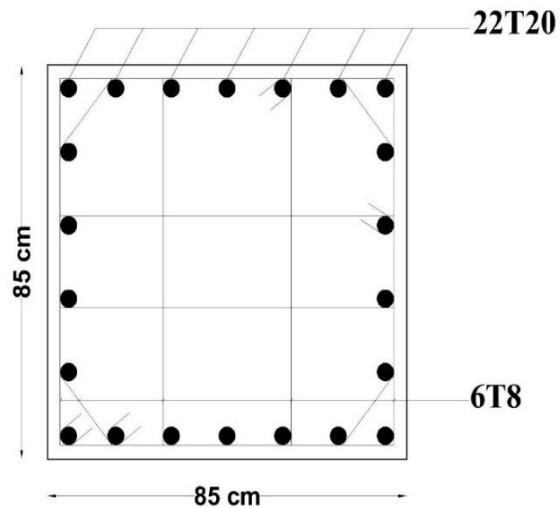


Figure 7.11 : Ferrailage des poteaux des sous-sol (partie 1)

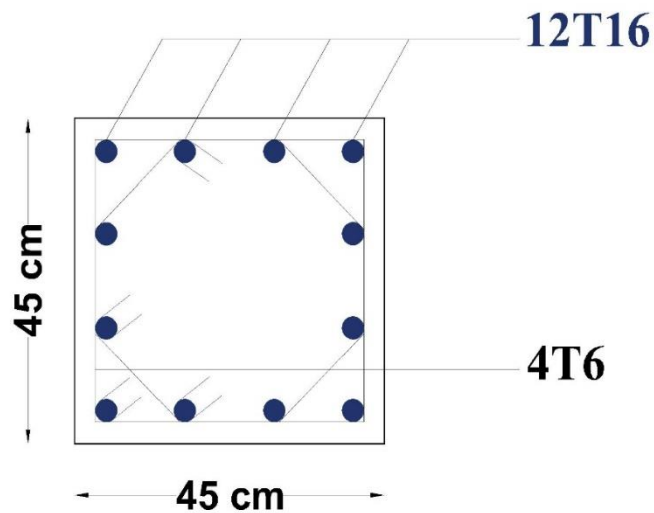


Figure 7.12 : Ferrailage des poteaux des sous-sol (partie 2)

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION

Ce projet de fin d'études, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant notre cycle de formation de master, de les approfondir en nous basant sur les documents techniques et réglementaires.

Nous avons trouvé aussi pleins de difficultés durant l'étude de notre structure, notamment dans le ferraillage des éléments structuraux.

La modélisation, problèmes de torsions, la disposition des voiles adéquates n'a pas été trouvée qu'après 26 modélisations, les différentes vérifications, comme l'effort normal réduit, le coefficient de comportement et surtout pour le déplacement inter-étage.

L'étude des fondations qui était complexe.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS V17.0.1, nous a permis de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure et des éléments secondaires à savoir :
 - Predimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres)
 - Etude de la dalle pleine
 - Ferraillage des éléments résistants
 - Calcul des voiles (de contreventements et de périphérie)
- La structure finale est précisément dimensionnée, poteaux $85 \times 85 \text{ cm}^2$ sur l'ensemble du R.D.C ; ceci est dû à plusieurs paramètres :
 - Structure très irrégulière en élévation et en plan.
 - Sévérité du critère relatif à la vérification de l'effort réduit.
- La méthodologie proposée concernant le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux soumis à la flexion composée (N, M_{x-x}, M_{y-y}) à savoir :
 - Calcul du ferraillage par le logiciel SOCOTEC, basée sur la méthode P-M-M.
 - Vérification de la section ferraillée à l'E.L. S (contraintes) par le logiciel SOCOTEC, s'avère très appropriée (sécurité, économie) et très pratique.
- Pour l'infrastructure, le radier général nervuré est le type de fondation adéquat pour notre structure pour éviter d'éventuels tassements différentiels.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- BAEI 91 Modifié 99
- Règles parasismiques Algériennes 99 version 2003
- Règles de conception et de calcul des ouvrages en BA (CBA 93)
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22

ANNEXES

Présentation des caractéristiques dynamiques des quelques modèles étudiés :

Modèle 2 :

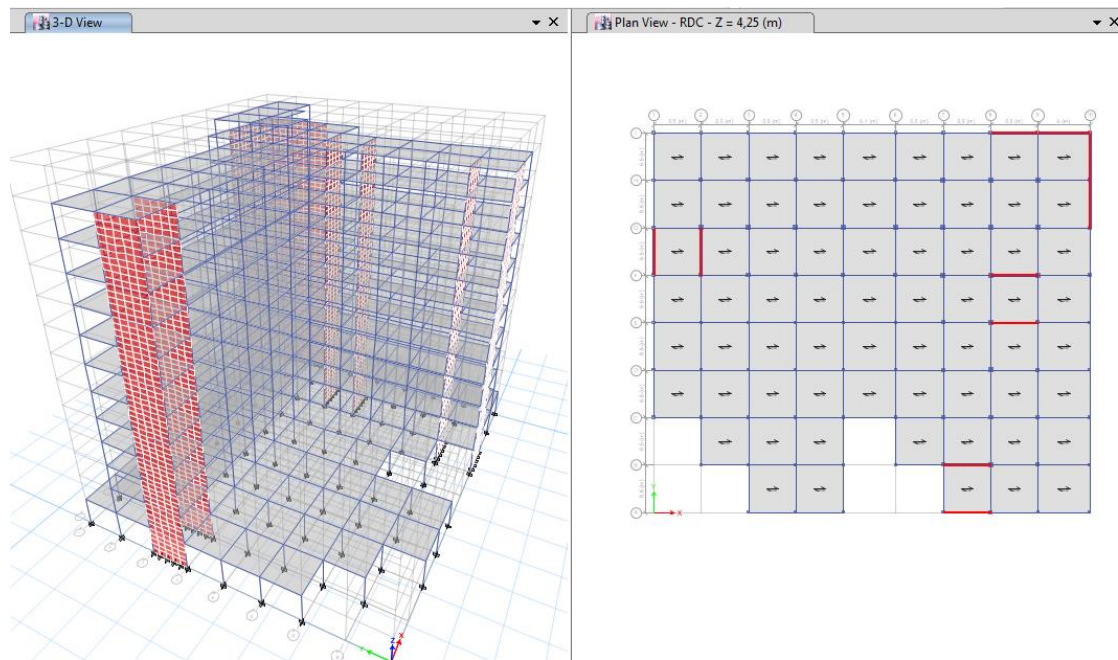


Figure A.1 : Disposition des voiles du 2^{ème} modèle

Tableau A.1 : Caractéristiques dynamiques du 2^{ème} modèle

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Périod(sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	1,426	0,0014	0,5715	0	0,0014	0,5715	0
Modal	2	1,226	0,5535	0,0041	0	0,5549	0,5757	0
Modal	3	0,696	0,0888	0,0723	0	0,6436	0,648	0
Modal	4	0,345	0,0052	0,165	0	0,6489	0,8131	0
Modal	5	0,293	0,1558	0,0023	0	0,8047	0,8154	0
Modal	6	0,255	0,0003	0,0103	0	0,805	0,8257	0
Modal	7	0,237	0,0135	0,0022	0	0,8185	0,8278	0
Modal	8	0,21	0,0013	0,001	0	0,8198	0,8289	0
Modal	9	0,174	0,0218	0,0292	0	0,8416	0,8581	0
Modal	10	0,148	0,007	0,0594	0	0,8486	0,9175	0
Modal	11	0,125	0,0668	0,0012	0	0,9154	0,9187	0
Modal	12	0,094	0,0004	0,0461	0	0,9157	0,9648	0

Modèle 3 :

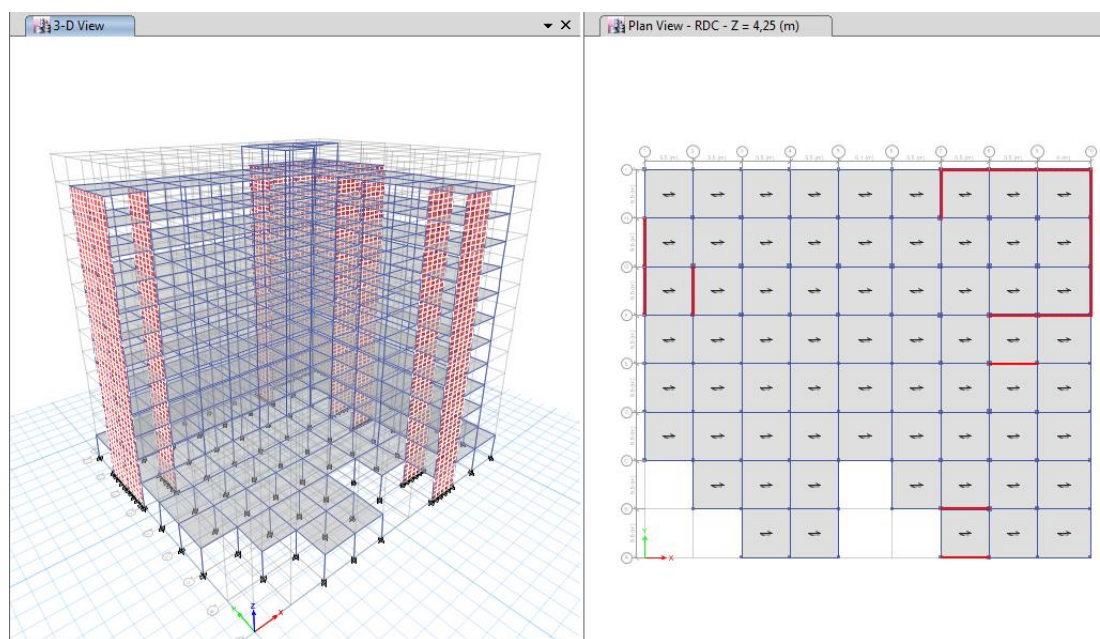
Figure A.2 : Disposition des voiles du 3^{ème} modèleTableau A.2 : Caractéristiques dynamiques du 3^{ème} modèle

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period(sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	1,012	0,1492	0,3599	0	0,1492	0,3599	0
Modal	2	0,717	0,4565	0,2067	0	0,6057	0,5666	0
Modal	3	0,41	0,0564	0,1041	0	0,6621	0,6707	0
Modal	4	0,265	0,0016	0,0343	0	0,6638	0,705	0
Modal	5	0,247	0,0323	0,0018	0	0,6961	0,7068	0
Modal	6	0,215	0,0345	0,0782	0	0,7306	0,785	0
Modal	7	0,209	0,002	0,0053	0	0,7326	0,7903	0
Modal	8	0,183	0,1183	0,0667	0	0,8509	0,857	0
Modal	9	0,121	0,0204	0,0185	0	0,8713	0,8755	0
Modal	10	0,1	0,0145	0,041	0	0,8858	0,9165	0
Modal	11	0,092	0,0466	0,0202	0	0,9324	0,9366	0
Modal	12	0,066	0,0096	0,0298	0	0,9421	0,9665	0

Modèle 4 :

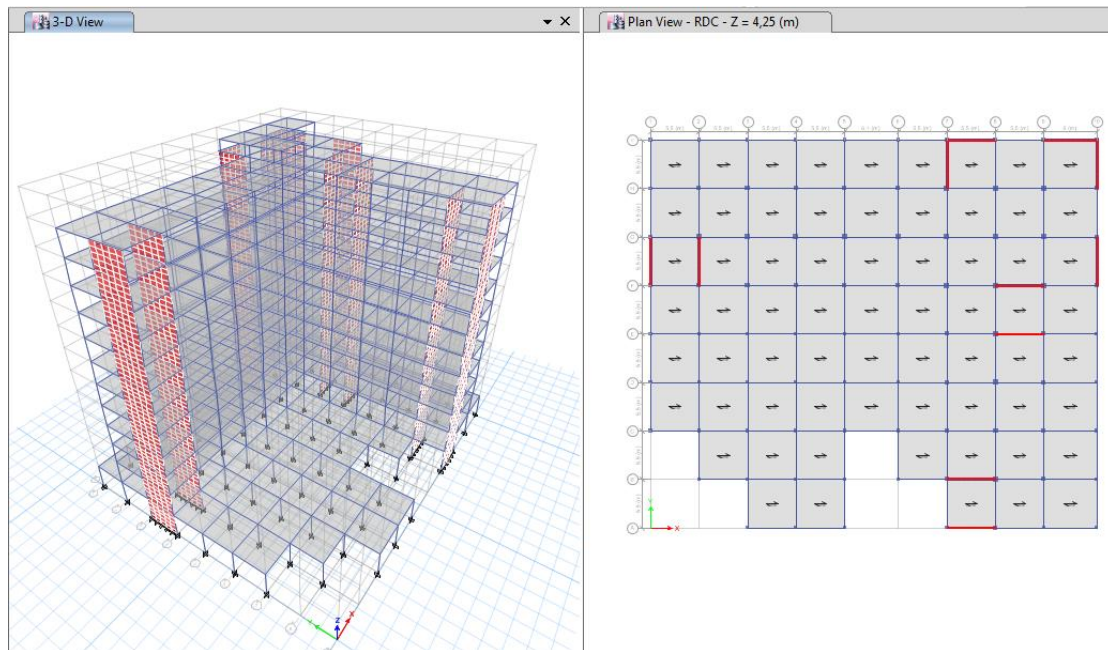
Figure A.3 : Disposition des voiles du 4^{ème} modèleTableau A.3 : Caractéristiques dynamiques du 4^{ème} modèle

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period(sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	1,336	0,0151	0,6259	0	0,0151	0,6259	0
Modal	2	1,179	0,5757	0,0205	0	0,5908	0,6463	0
Modal	3	0,951	0,0596	0,0014	0	0,6504	0,6478	0
Modal	4	0,338	0,0002	0,175	0	0,6507	0,8227	0
Modal	5	0,301	0,1718	0,0001	0	0,8225	0,8228	0
Modal	6	0,227	0,0002	0,0022	0	0,8227	0,825	0
Modal	7	0,217	0,000006643	0,0093	0	0,8227	0,8343	0
Modal	8	0,197	0,0119	0,000003458	0	0,8347	0,8343	0
Modal	9	0,177	0,0003	0,000001397	0	0,8349	0,8343	0
Modal	10	0,146	0,000005537	0,0753	0	0,8349	0,9096	0
Modal	11	0,131	0,0759	0,000008987	0	0,9109	0,9096	0

Modèle 5 :

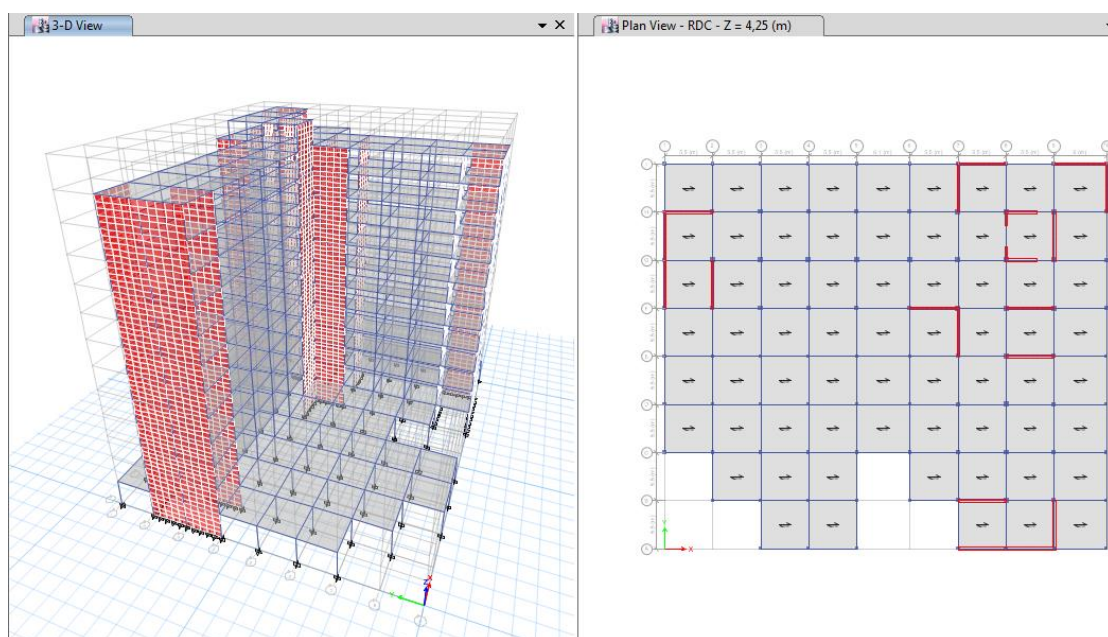
Figure A.4 : Disposition des voiles du 5^{ème} modèleTableau A.4 : Caractéristiques dynamiques du 5^{ème} modèle

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period(sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,961	0,0934	0,5324	0	0,0934	0,5324	0
Modal	2	0,831	0,5471	0,0968	0	0,6405	0,6292	0
Modal	3	0,557	0,0047	0,0152	0	0,6452	0,6444	0
Modal	4	0,232	0,0347	0,1428	0	0,6799	0,7873	0
Modal	5	0,196	0,154	0,0432	0	0,8339	0,8304	0
Modal	6	0,123	0,0048	0,009	0	0,8387	0,8394	0
Modal	7	0,106	0,0072	0,0575	0	0,8459	0,8969	0
Modal	8	0,092	0,0575	0,0027	0	0,9034	0,8996	0
Modal	9	0,081	0,0081	0,0189	0	0,9115	0,9186	0
Modal	10	0,063	0,0151	0,0286	0	0,9265	0,9472	0
Modal	11	0,057	0,0009	0,0012	0	0,9274	0,9484	0
Modal	12	0,056	0,027	0,0134	0	0,9544	0,9618	0

Modèle 6 :

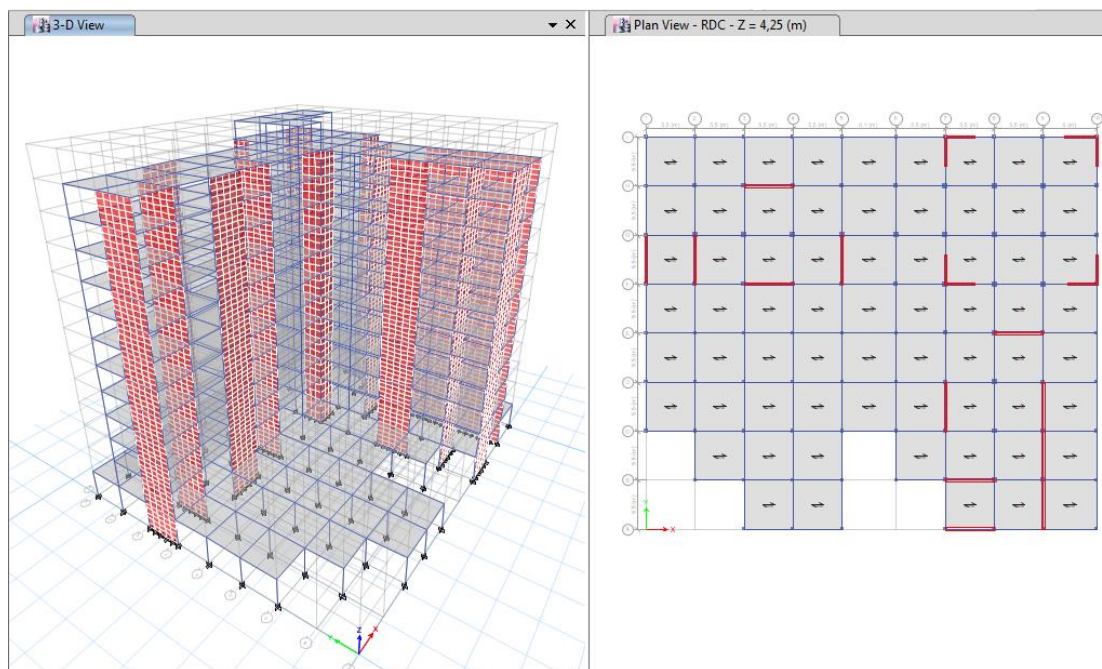
Figure A.5 : Disposition des voiles du 6^{ème} modèleTableau A.5 : Caractéristiques dynamiques du 6^{ème} modèle

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period(sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	1,119	0,5874	0,0262	0	0,5874	0,0262	0
Modal	2	1,064	0,0683	0,3036	0	0,6556	0,3298	0
Modal	3	0,75	0,0014	0,3129	0	0,6571	0,6426	0
Modal	4	0,296	0,153	0,002	0	0,8101	0,6447	0
Modal	5	0,247	0,0073	0,1033	0	0,8174	0,748	0
Modal	6	0,219	0,0022	0,0012	0	0,8196	0,7492	0
Modal	7	0,197	0,0108	0,0034	0	0,8305	0,7526	0
Modal	8	0,179	0,0001	0,0364	0	0,8305	0,789	0
Modal	9	0,172	0,0001	0,0545	0	0,8306	0,8435	0
Modal	10	0,127	0,0697	0,0009	0	0,9003	0,8444	0
Modal	11	0,102	0,0034	0,049	0	0,9036	0,8934	0
Modal	12	0,082	0,0012	0,025	0	0,9048	0,9184	0

Rapport de sol

B.1. Profils lithologiques à partir des sondages carottés :

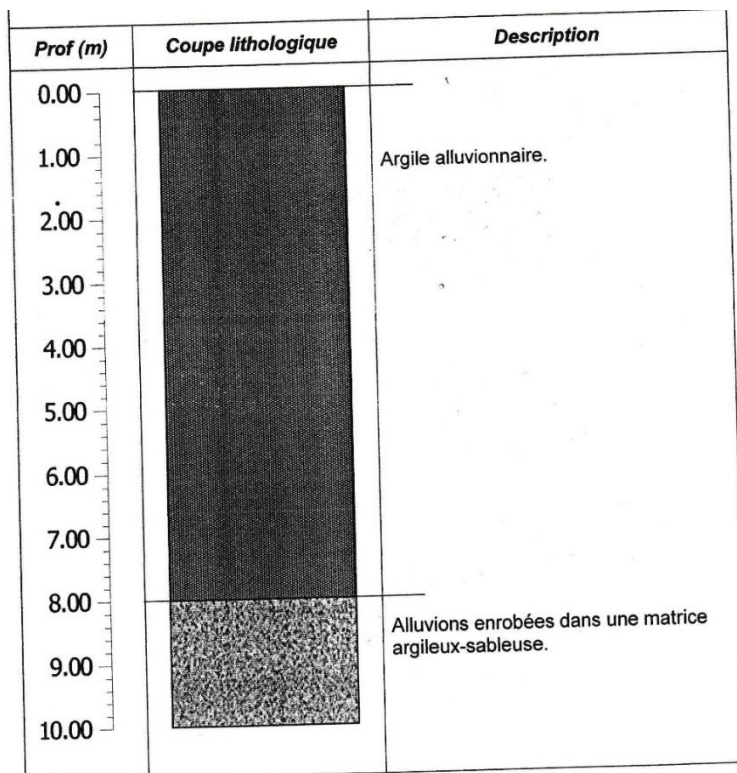


Figure B.1 : Lithologie du sol du sondage de carotté SC01

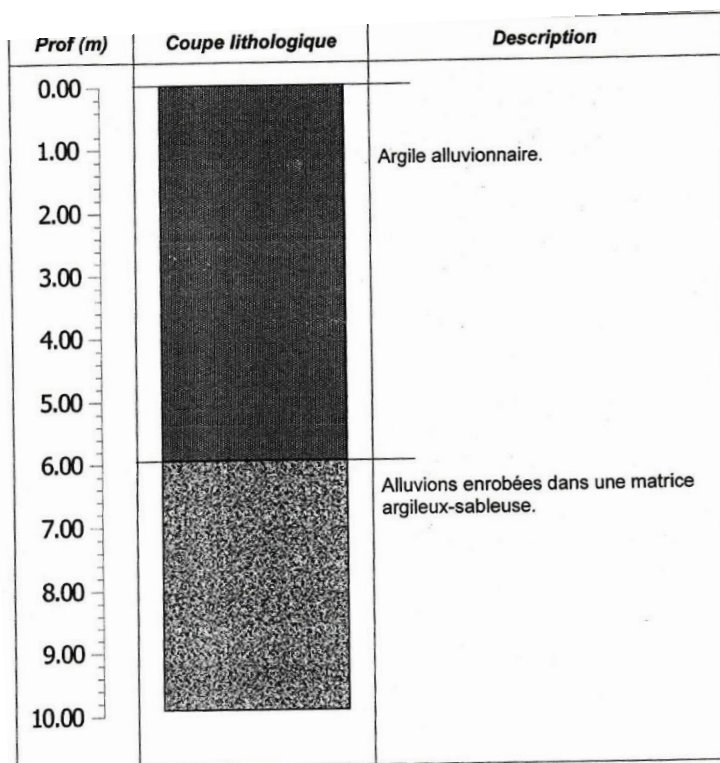


Figure B.2 : Lithologie du sol du sondage de carotté SC02

B.2. Résultats obtenus des sondages pénétrométriques :

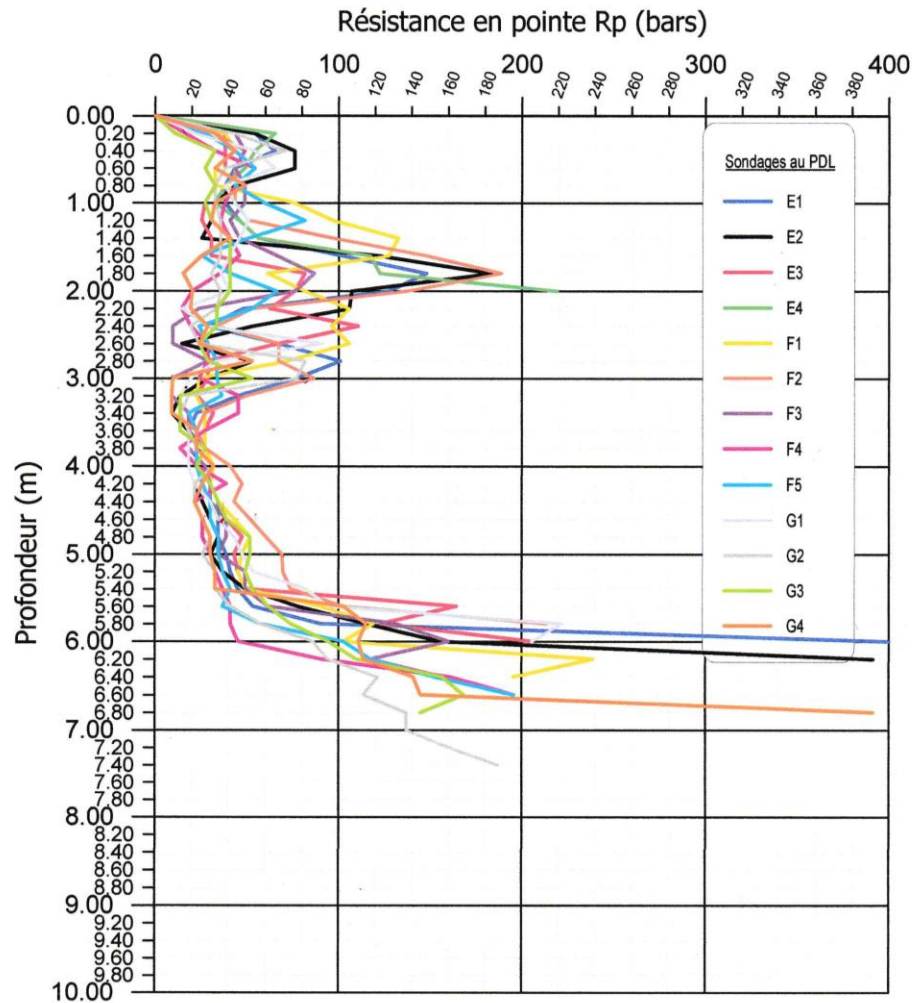


Figure D.3 : Diagrammes pénétrométriques des sondages

D.3. Contrainte du sol par les essais pénétromètre dynamique lourd :

$$q_{adm} = \frac{R_p}{20}$$

$$R_{p_{moy}} = \frac{80 + 30 + 25 + 0 + 25 + 87 + 10 + 25 + 35 + 20 + 78 + 50 + 10}{13}$$

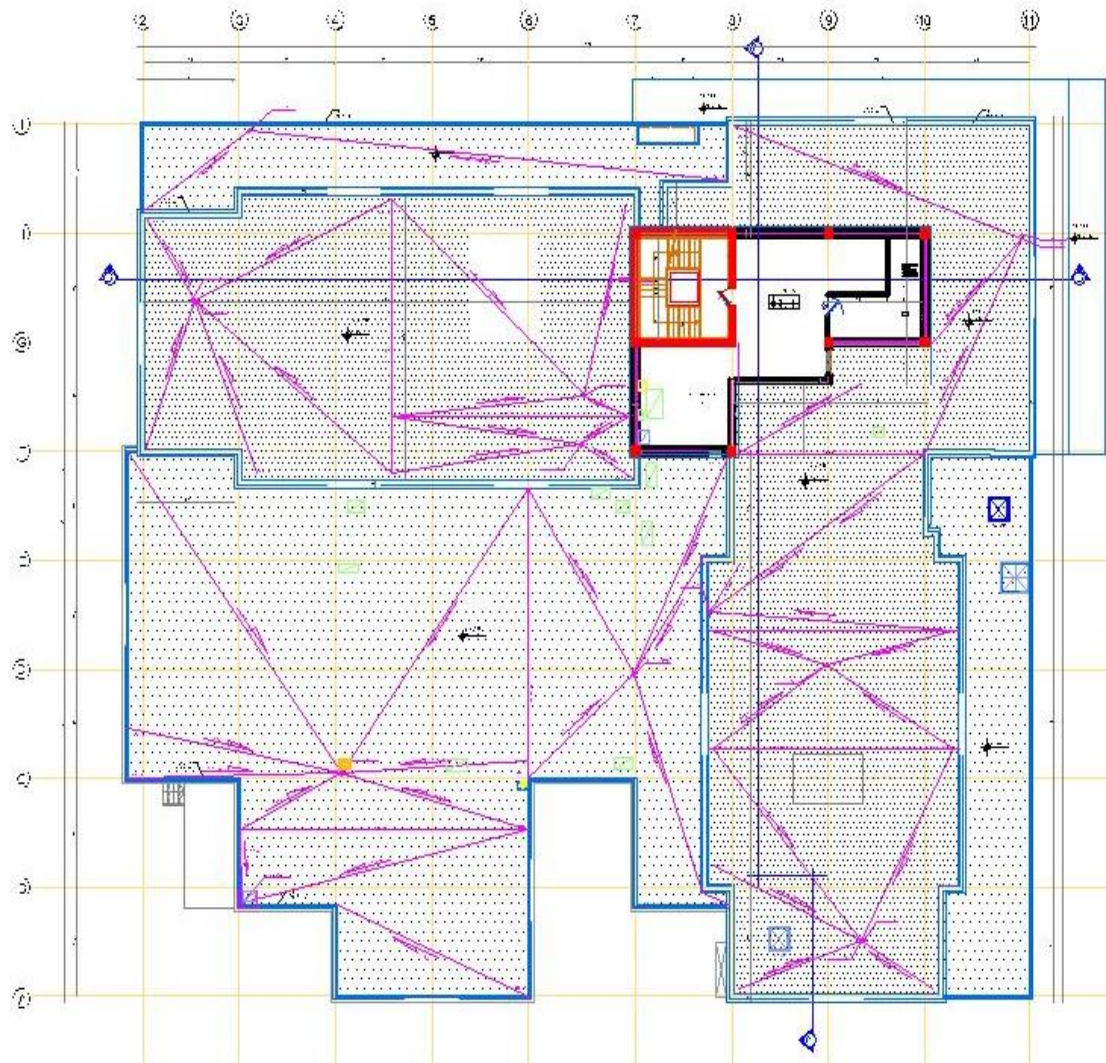
$$R_{p_{moy}} = 36,5 \text{ Bars}$$

$$R_{p^{eq}} = \frac{80 + 36,5 + 36,5 + 36,5 + 36,5 + 87 + 36,5 + 36,5 + 36,5 + 36,5 + 78 + 50 + 36,5}{13}$$

$$R_{p^{eq}} = 60,50 \text{ Bars}$$

$$\rightarrow q_{adm} = 3 \text{ Bars}$$

Avec une profondeur d'ancrage de 7.49m par rapport au terrain naturel.



PLAN DE TERRASSE

Figure 1 : Vue de haut



PLAN REZ DE CHAUSSEE

Figure 2 : Vue en plan (RDC)

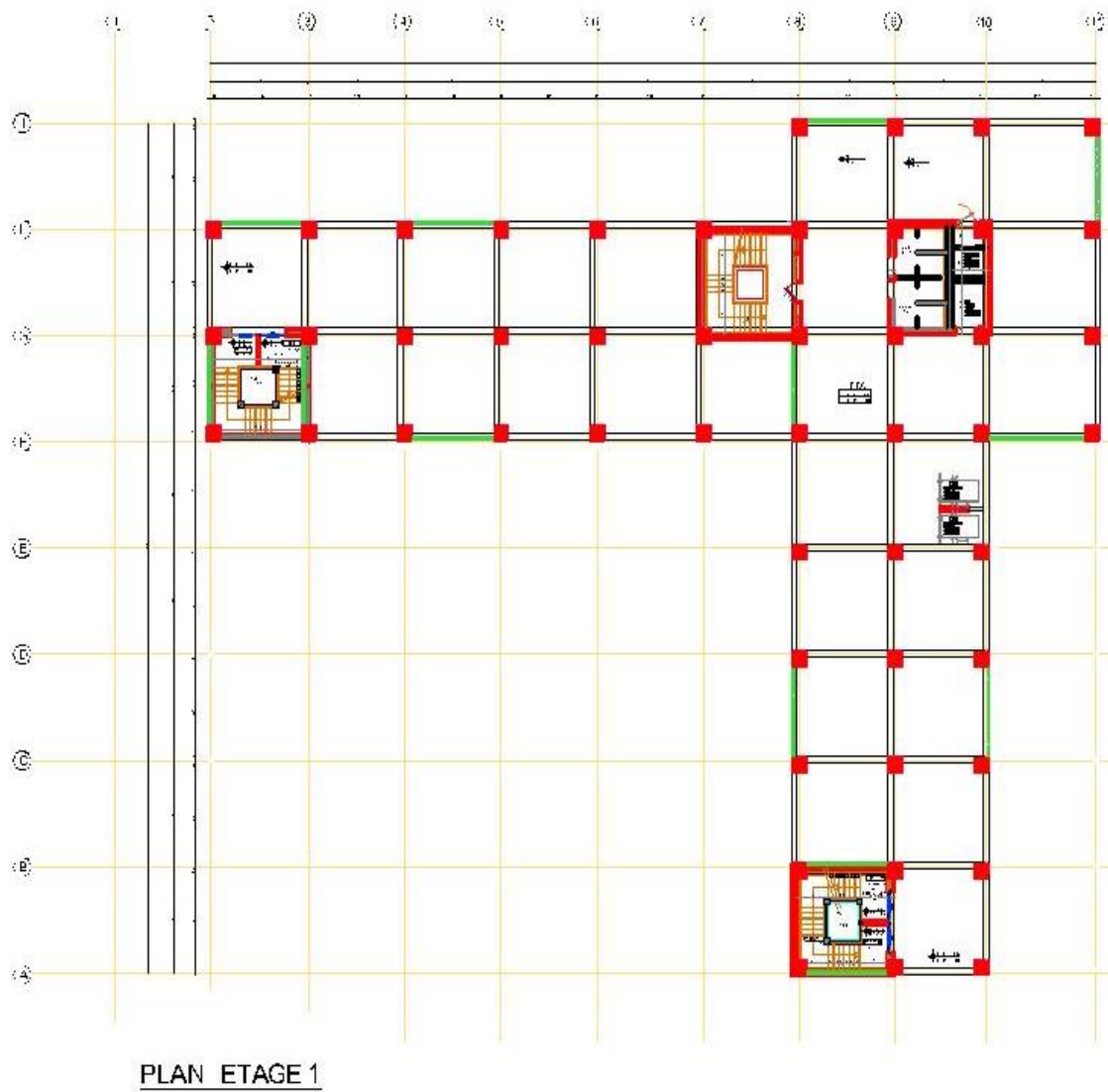


Figure3 : Vue en plan (1^{er} → terrasse)

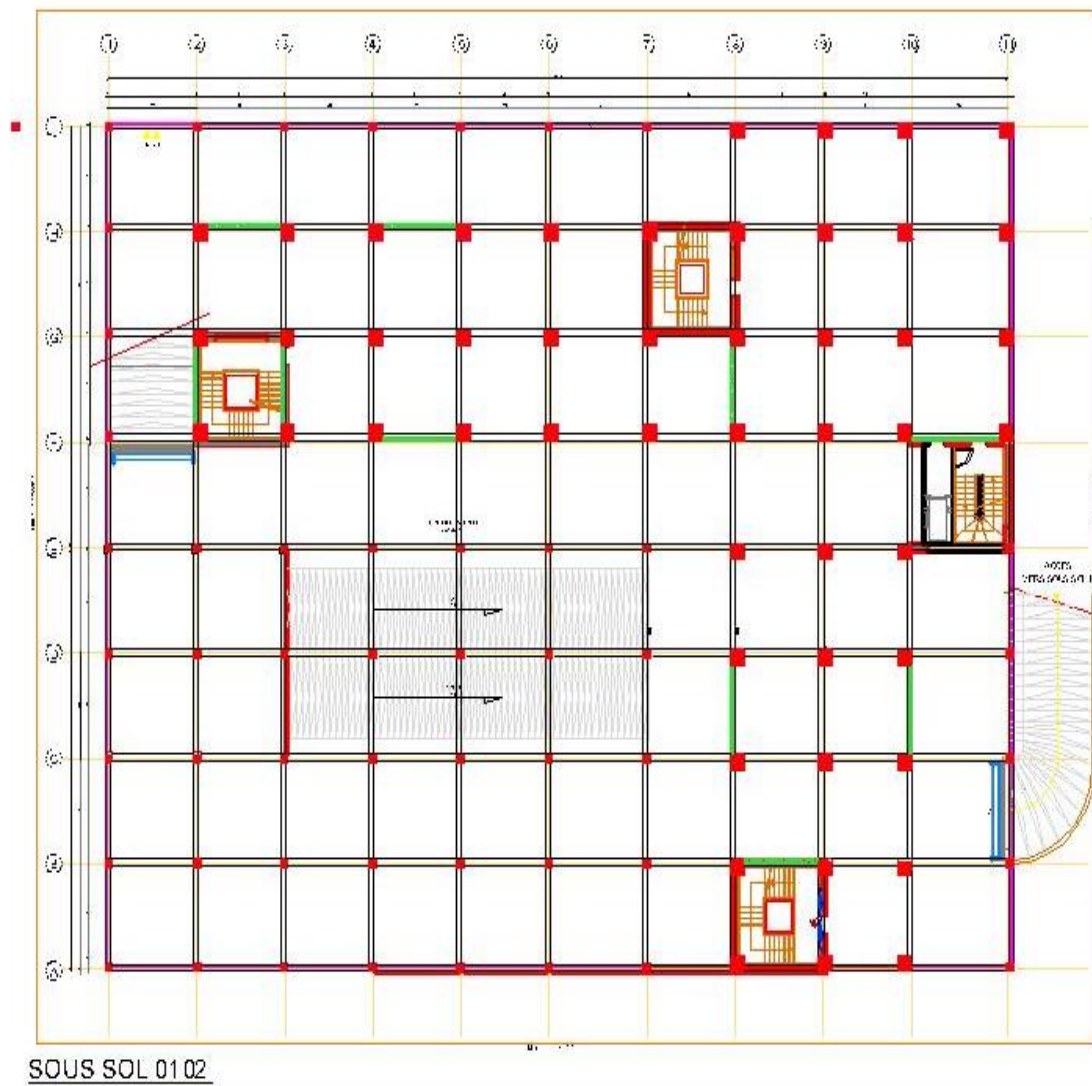


Figure 4 : vue en plan (sous-sol 1 et 2)

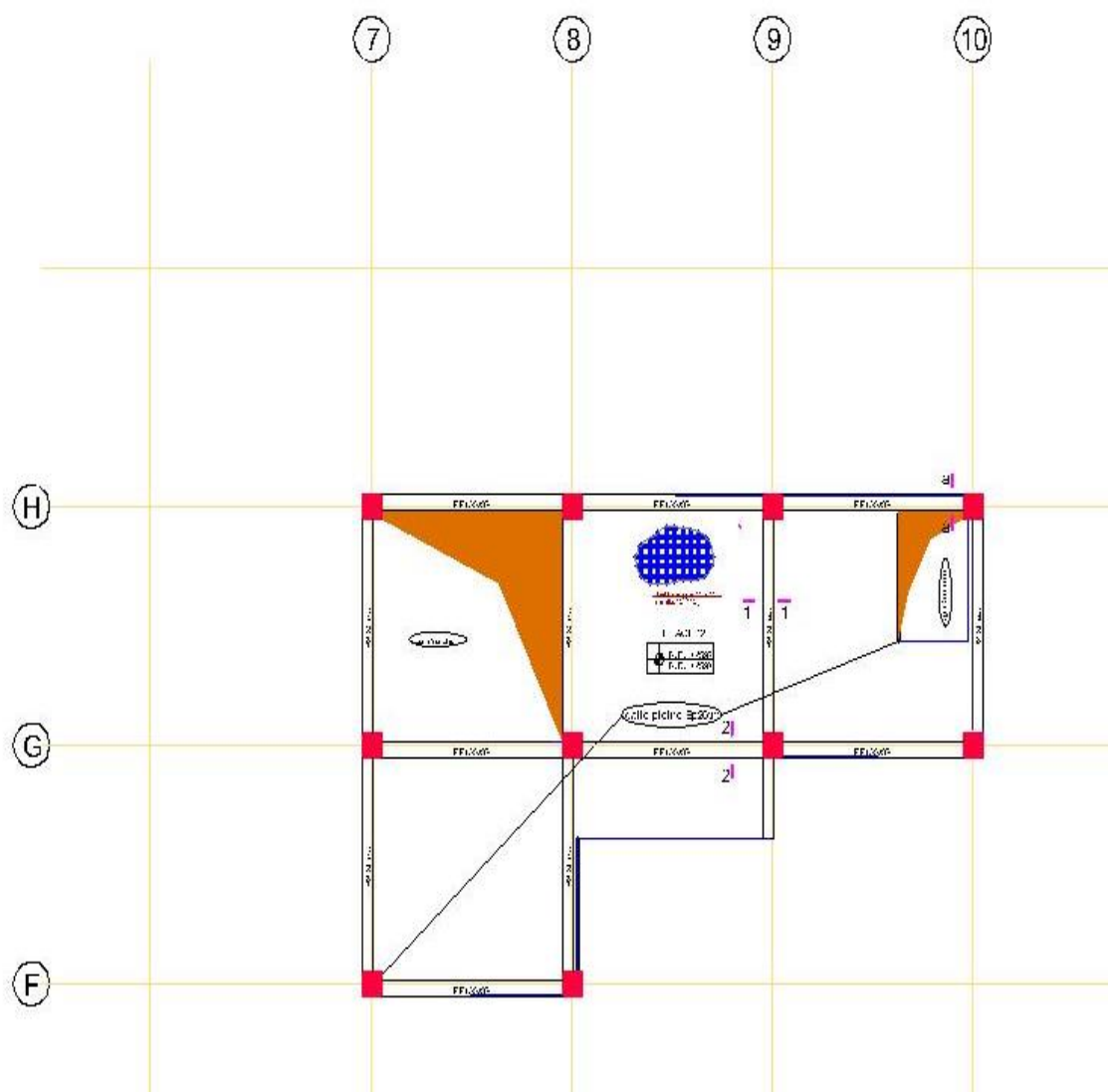


Figure 5 : Plan de coffrage (terrasse)

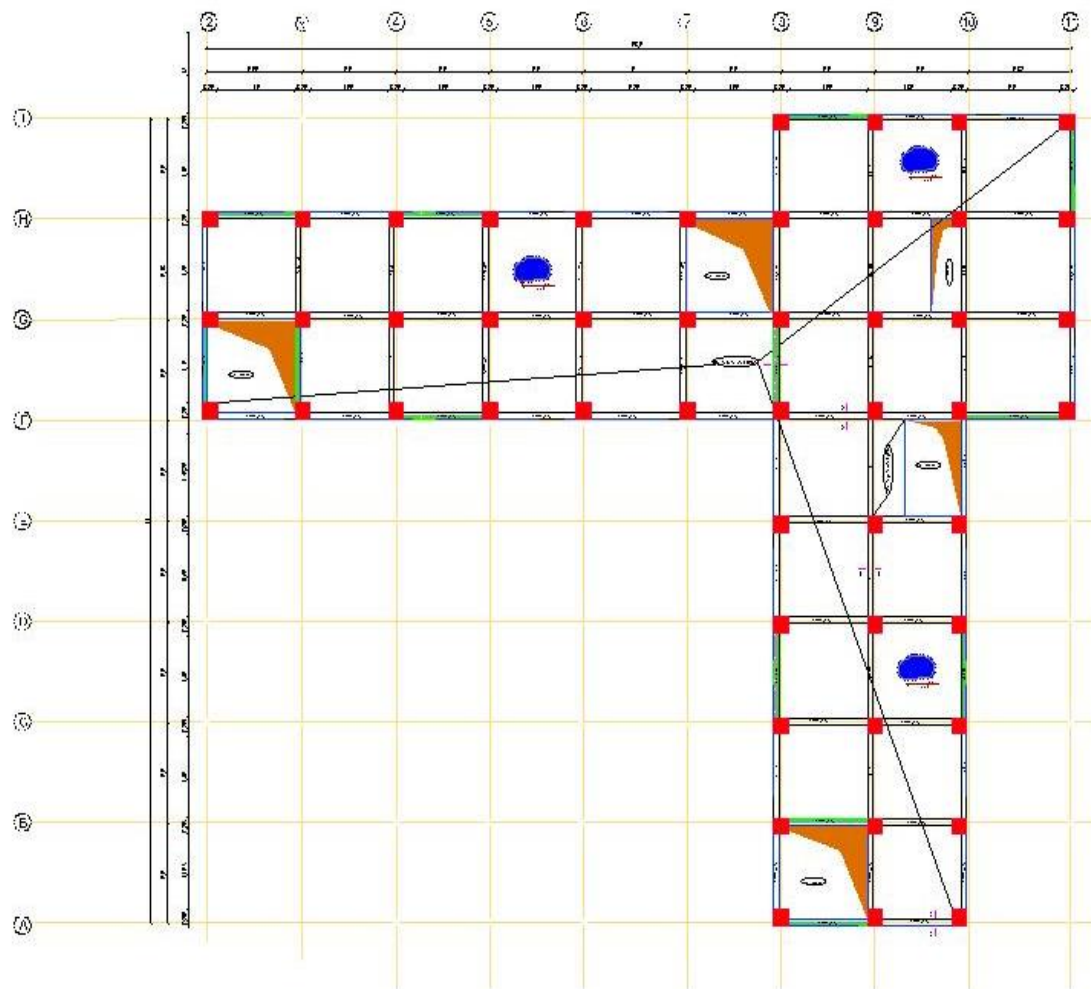


Figure 6 : Plan de coffrage (étage courant)

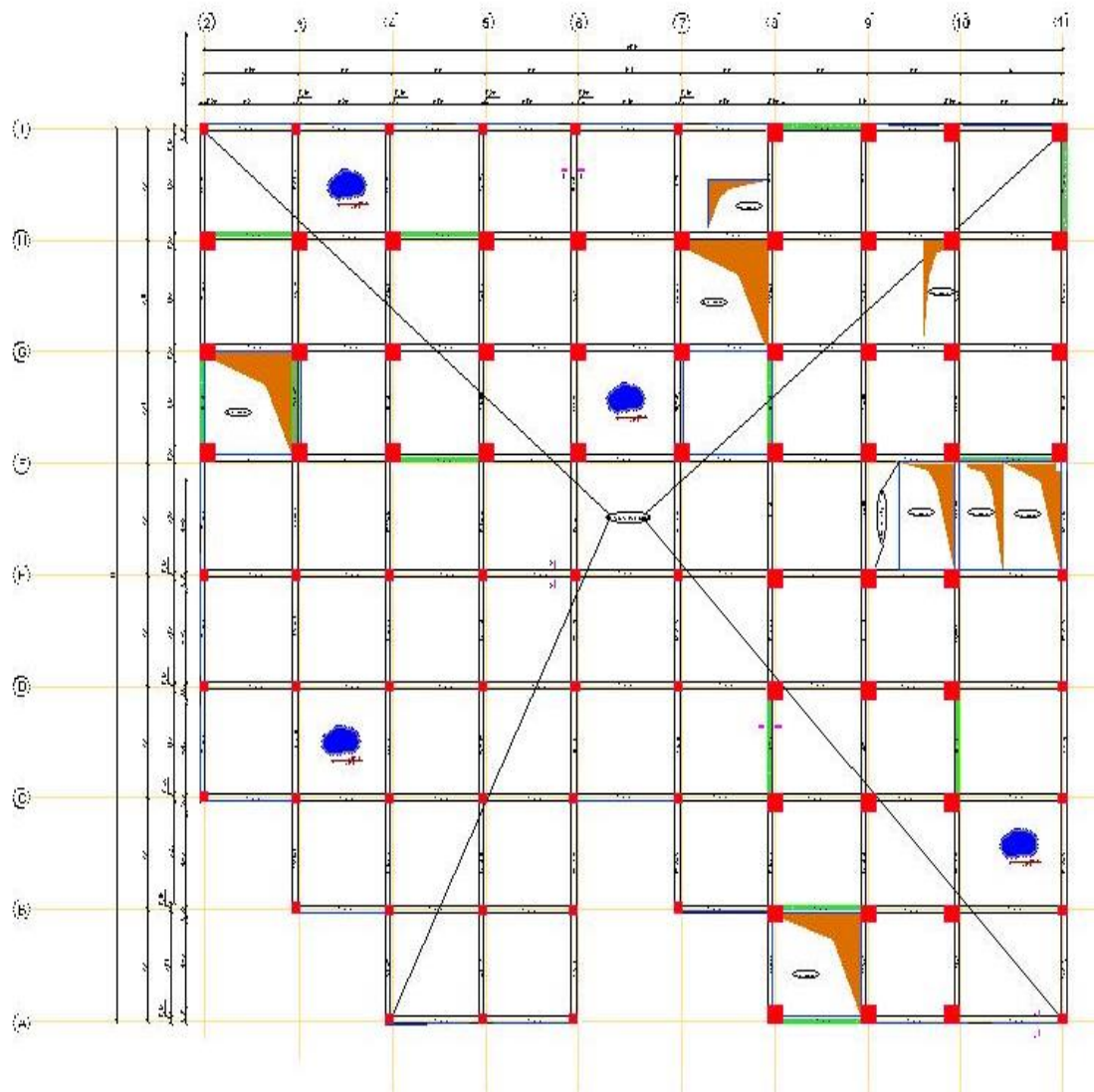


Figure 7 : Plan de coffrage (RDC)

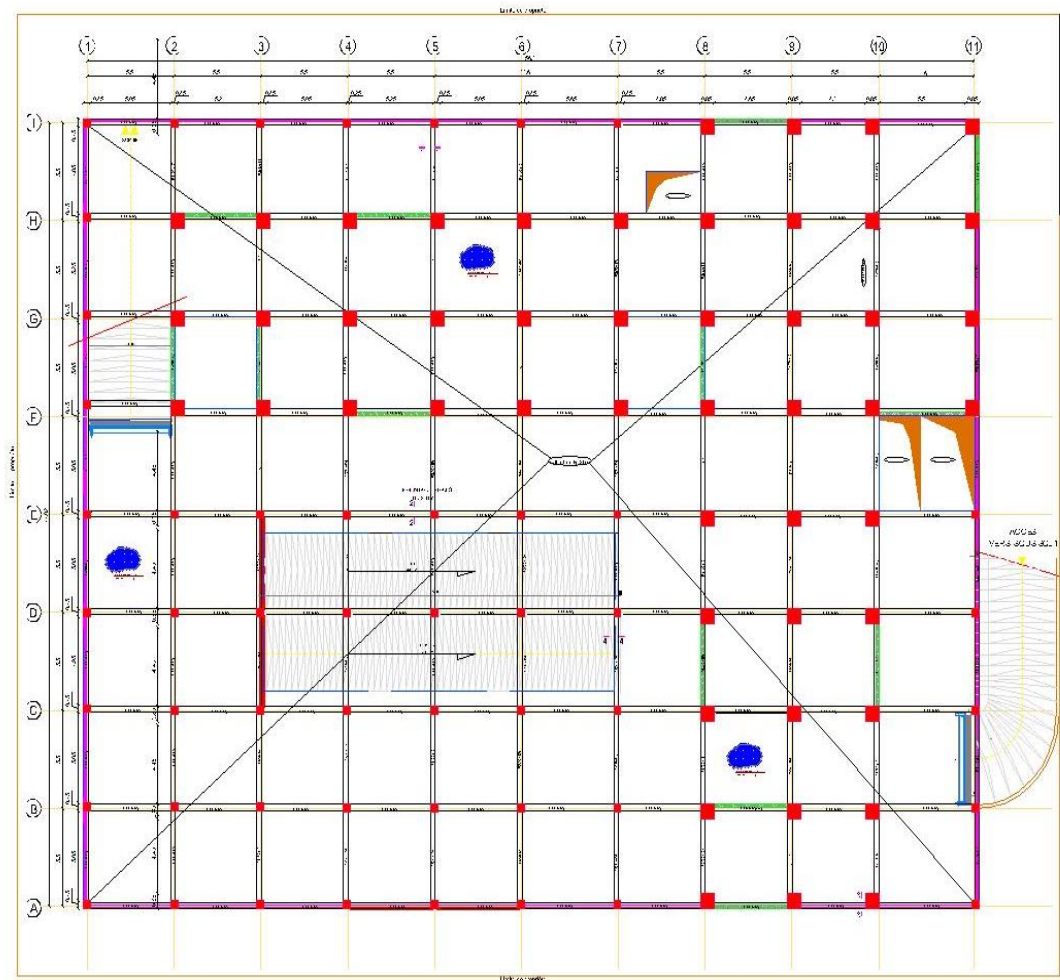


Figure 8 : Plan de coffrage (sous-sol 1 / 2)

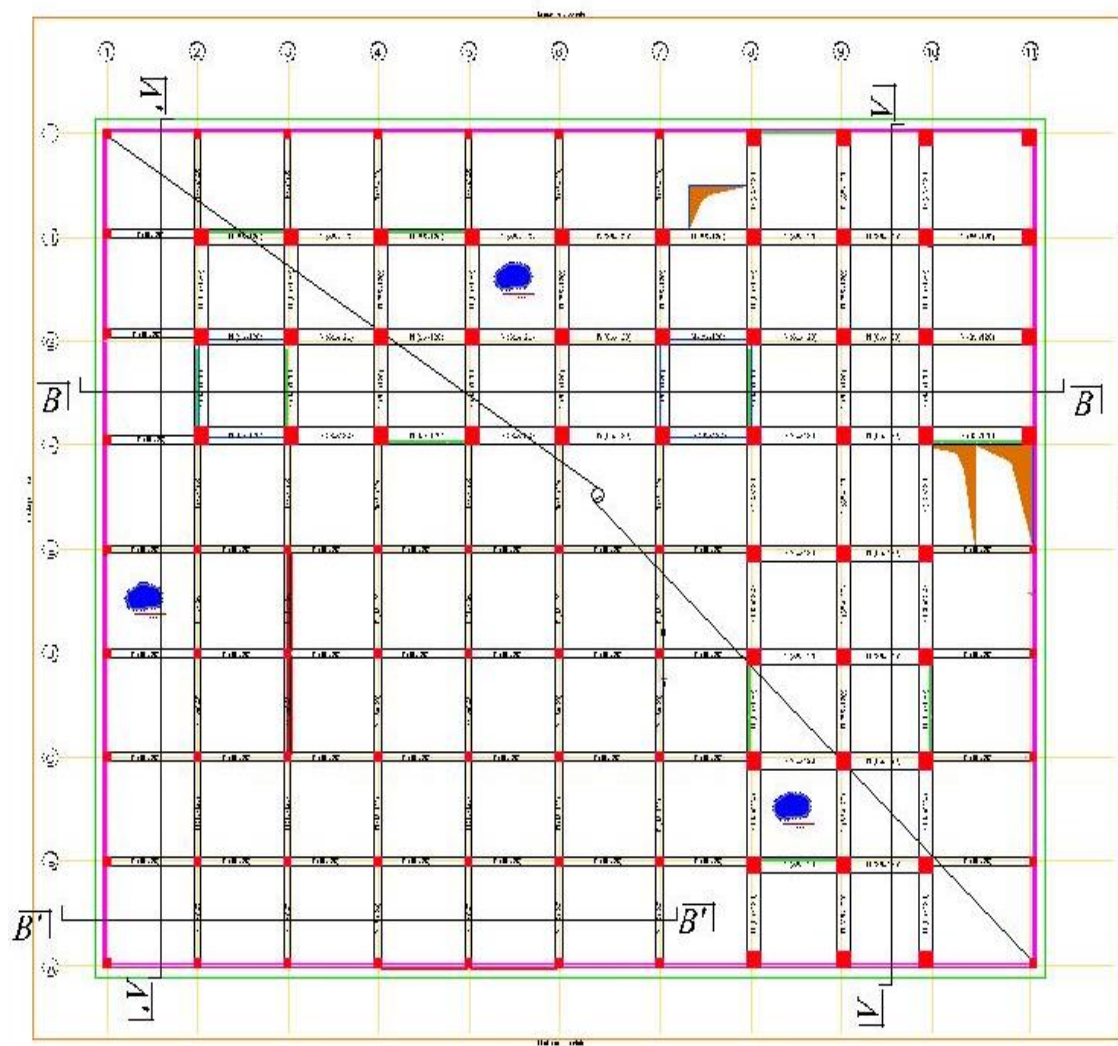


Figure 9 : Plan de coffrage (Fondation)