



وزارة البحث العلمي والتعليم العالي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil



UNIVERSITE
Abdelhamid Ibn Badis
MOSTAGANEM

MEMOIRE

Pour obtenir le diplôme de
MASTER EN GENIE CIVIL
Spécialité : Structures
Thème

Etude Comparative
Technique Et Technico-Commercial D'une Structure En Béton Arme Et Autre
En Charpente Métallique

Présenté par :

MEKHERBECHE Mohamed

MOHAMED BENKOIBICHE Noureddine

Soutenu le 24/06/2024

Devant le jury composé de :

Président : SADKI Nizar

Université de Mostaganem

Examineur : MERAD BOUDIA Sofiane

Université de Mostaganem

Rapporteur : BAHAR Sadek

Université de Mostaganem

Invité :

BELOUFA Imane

Université de Mostaganem

Année Universitaire 2023/2024

REMERCIEMENTS

Avant tous, nous remercions dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tout le parcours des études, sans oublier notre encadreur **M. BAHAR Sadek** de nous avoir encadré. Les membres de jury **M. MERAD BOUDIA Sofiane** et **M. SADKI Nizar**.

Nous tenons à remercier également l'ensemble de tous les enseignants du département GENIE CIVIL pour leurs rôles Important dans notre formation.

Je tiens à témoigner toute ma reconnaissance aux personnes suivantes, pour leur aide dans la réalisation de ce mémoire :

Monsieur **BAHAR Sadek**, qui a été tous les jours disponible, confiant en nous, et vigilant pour que le mémoire soit fait.

Monsieur **MERAD BOUDIA Sofiane**, qui nous a aidé énormément avec ces connaissances vastes sur la conception des structures en charpente métallique.

Monsieur **SADKI Nizar**, qui nous a généreusement aidé au ferrailage des voiles de contreventement.

Madame **BELBACHIRE Nessrine**, qui a fait son meilleur pour nous expliquer les vérifications des éléments structuraux à l'ELS.

Messieurs **REZIGUA Ahmed** et **ZELMAT Yacine**, qui nous ont aidé avec l'installation et configurations de plusieurs logiciels nécessaires.

Monsieur **BENSOULA Mohamed**, qui nous a fournis plusieurs logiciels et conseils.

Madame **MOSTEFA Fouzia**, qui nous a appris les principes du planning Gantt.

Monsieur **MOUSAOUI Saladin**, pour son encouragement à nous.

En fin, tous nos amis et ceux qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

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

A mes frères, pour leurs encouragements.

A mes chères sœurs, pour leurs encouragements et leur soutien moral

A tous mes amis sans exception.

A toute ma famille.

Enfin je veux conclure par mes proches amis et à tous les collègues de l'université.

A vous

MEKHERBECHE Mohamed

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

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

A mes frères, pour leurs encouragements.

A mes chères sœurs, pour leurs encouragements et leur soutien moral

A tous mes amis sans exception.

A toute ma famille.

Enfin je veux conclure par mes proches amis et à tous les collègues de l'université.

A vous

MOHAMED BENKOIBICHE Nouredine

RESUME

Ce document consiste en l'étude technique et technico-commerciale d'une structure à usage multiple (parking, local technique, habitation) composée du rez de chaussée+12 étages avec sous-sols. L'ouvrage est implanté à Oran qui est considéré zone sismique IIa.

La sécurité vis-à-vis des actions verticales et horizontales est assurée par un système de contreventement murs porteurs.

L'étude technique a été établie conformément aux règles algériennes en vigueur (RPA99/2003, CBA 93, BAEL91/99) et se divise en :

- La présentation de l'ouvrage, le pré dimensionnement et la descente de charge ;
- L'étude des éléments qui ne participent pas à la résistance de la structure (balcon, acrotère, escaliers) ;
- L'analyse dynamique réalisée avec le logiciel ROBOT version 2023 et l'étude des éléments structuraux (plancher, poutres d'extrémité, voiles) ;
- L'étude de l'infrastructure qui a abouti à une fondation de type radié nervuré. L'étude technico-commerciale vient clôturer le travail, détaillant le métré, le planning d'exécution puis l'étude de prix. Elle a été réalisée à l'aide des logiciels MS PROJECT2013 et CYPE2017.

Mots clés : Etude sismique, Etude bâtiment, Voile de contreventement, ROBOT, CYPE, RDM6.

ABSTRACT

This document consists of the technical and technical-commercial study of a multi-use structure (parking, technical room, and housing) composed of the ground floor + 12 floors with basements. The structure is located in Oran which is considered seismic zone IIa.

Safety with respect to vertical and horizontal actions is ensured by a bracing system for load-bearing walls.

The technical study was established in accordance with the Algerian rules in force (RPA99/2003, CBA 93, BAEL 91/99) and is divided into:

- The presentation of the work, the pre-dimensioning and the lowering of the load;
- The study of the elements that do not participate in the resistance of the structure (balcony, acrotery, stairs);
- The dynamic analysis carried out with the ROBOT software version 2023 and the study of the structural elements (floor, end beams, sails);
- The study of the infrastructure, which resulted in a mat type foundation. Finally, the technical-commercial study comes to close the work, detailing the quantity, the execution schedule then the price study. It was carried out using the MS PROJECT2016 and CYPE2017 software.

Key words: Seismic analysis, structural analysis, shear wall, ROBOT, CYPE, RDM6.

الملخص

تتكون هذه الوثيقة من دراسة فنية وتقنية تجارية لهيكل متعدد الاستخدامات (موقف سيارات محلات تقنية، سكنات) يتكون من الطابق الأرضي + 12 طابقاً مع طابق تحت أرضي. يقع الهيكل في وهران التي تعتبر المنطقة الزلزالية 2a. يتم ضمان السلامة فيما يتعلق القوى العمودية والأفقية من خلال نظام تقوية للجدران الحاملة. أنشئت الدراسة التقنية وفقاً للقواعد الجزائرية المعمول بها 99-91 BAEL و 2003 CBA93 RPA99 وينقسم إلى:

عرض العمل، تحديد الأبعاد والحمولات؛

دراسة العناصر التي لا تشارك في مقاومة الهيكل (شرفة، جدار الامان، سلالم)؛

التحليل الديناميكي الذي تم إجراؤه باستخدام إصدار برنامج الروبوت 2023 ودراسة العناصر الهيكلية (الأرضية، الروافد، جدران القص)؛

دراسة البنية التحتية التي أسفرت عن أساس نوع حصيرة. وفي الخاتمة تأتي الدراسة التقنية والتجارية، وتفصيل الكمية، وجدول التنفيذ، ثم دراسة السعر. تم تنفيذه باستخدام برنامج MS Project 2013 و CYPE2017 والكلمات المفتاحية: دراسة الزلازل، دراسة الهياكل، جدران القص، الروبوت، CYPE، RDM6

SOMMAIRE

<i>Chapitre 1: PRESENTATION DU PROJET</i>	2
<i>1.1. Description de l'ouvrage</i>	2
<i>1.2. Nature de l'ouvrage</i>	2
<i>1.3. Caractéristiques géométriques</i>	2
<i>1.4. Composition de la structure</i>	3
1.4.1. Plancher.....	3
1.4.2. Ossature.....	3
1.4.3. Voiles	3
1.4.4. Poutres noyées	3
1.4.5. Escalier.....	3
1.4.6. Maçonnerie	3
1.4.7. Acrotère.....	4
1.4.8. Revêtement	4
1.4.9. Infrastructure.....	4
<i>1.5. Caractéristiques des matériaux</i>	4
1.5.1. Béton	4
1.5.1.1. Composition du béton	4
1.5.1.2. Caractéristique du béton	4
1.5.2. Acier.....	6
1.5.2.1. Etat limite ultime (E.L.U)	6
1.5.2.2. État limite de service (E.L.S).....	6
1.5.3. Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions.....	7
1.5.3.1. Etat limite ultime (E.L.U)	7
1.5.3.2. État limite de service (E.L.S).....	7
1.5.4. Caractéristiques géotechniques du sol	7
1.5.5. Normes utilisées.....	7
1.5.6. Logiciels utilisés	8
1.5.7. Les plans :	8
<i>Chapitre 2: PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX</i>	15

2.1. Introduction.....	15
2.2. Plancher.....	15
2.3. Les voiles.....	15
2.4. Poutres noyées.....	16
2.5. Poutres d'extrémité :.....	16
2.6. L'escalier.....	16
2.7. Descente de charge.....	17
2.7.1. Murs intérieurs.....	17
2.7.2. Murs extérieurs.....	17
2.7.3. Plancher terrasse.....	17
2.7.4. Plancher étage courant.....	17
2.7.5. RDC.....	18
2.7.6. Balcon.....	18
2.7.7. Paillasse type 1.....	18
2.7.8. Palier type 1.....	18
2.7.9. Palliasse type 2.....	18
2.7.10. Palier type 2.....	19
<i>Chapitre 3: ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.....</i>	<i>21</i>
3.1. Introduction.....	21
3.2. Balcon.....	21
3.2.1. Calcul des sollicitations.....	21
3.2.2. Calcul du ferrailage.....	22
3.2.2.1. ELU.....	22
3.2.2.2. ELS.....	22
3.2.2.3. Vérification :.....	23
3.2.2.4. Vérification de l'effort tranchant :.....	23
3.2.2.5. Vérification de la flèche.....	23
3.2.2.6. Dessin de ferrailage.....	24
3.3. Acrotère.....	24
3.3.1. Calcul des sollicitations.....	24
3.3.1.1. ELU.....	25

3.3.1.2. ELS	25
3.3.2. Calcul du ferrailage.....	25
3.3.2.1. ELU.....	25
3.3.3. Dessin de ferrailage	27
3.4. Escalier	27
3.4.1. Différents éléments de l'escalier.....	27
3.4.2. Vérification de la loi de Blondel.....	27
3.4.3. Sollicitations de calcul	28
3.4.4. Calcul du ferrailage escalier du RDC	28
3.4.4.1. En travée	28
3.4.4.2. En appui :	29
3.4.5. Dessin de ferrailage	30
<i>Chapitre 4: MODELISATION ET VERIFICATION RPA.....</i>	<i>32</i>
<i>4.1. Introduction.....</i>	<i>32</i>
<i>4.2. Choix de la méthode de calcul.....</i>	<i>32</i>
<i>4.3. Méthode statique équivalente</i>	<i>32</i>
4.3.1. Principe de la méthode.....	32
4.3.2. Conditions d'application de la MSE.....	32
<i>4.4. Méthode dynamique modale spectrale.....</i>	<i>33</i>
4.4.1. Principe	33
4.4.2. Les hypothèses	33
4.4.3. Domaine d'application.....	33
4.4.4. Détermination des paramètres du spectre de réponse	33
4.4.4.1. Coefficient d'accélération A	33
4.4.4.2. Coefficient de comportement global de la structure R	33
4.4.4.3. Facteur de qualité Q.....	33
4.4.5. Période T1 et T2 du site considérée S2.....	34
4.4.6. Spectre de réponse de calcul	34
4.4.6.1. Détermination des paramètres des combinaisons d'action	35
4.4.6.2. Estimation de la période fondamentale de la structure	35
4.4.6.3. Poids total de la structure.....	35

4.4.6.4. Combinaisons d'actions	36
4.5. <i>Modélisation</i>	36
4.5.1. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	37
4.5.2. Force sismique V	38
4.5.3. Résultante des forces sismiques de calcul	40
4.5.4. Evaluation des excentricités.....	41
4.5.5. Vérification des déplacements inter-étages	41
4.5.6. Vérification effet P-delta.....	42
4.5.7. Distribution de l'effort tranchant à la base	43
4.5.8. Conclusion	44
<i>Chapitre 5: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX</i>	46
5.1. <i>Introduction</i>	46
5.2. <i>Plancher</i>	46
5.2.1. Les vérifications.....	48
5.2.2. Les renforcements.....	48
5.3. <i>Poutre noyée</i>	49
5.4. <i>Poutre d'extrémité</i>	50
5.4.1. Calcul du ferrailage.....	50
5.4.1.1. Travée	50
5.4.1.2. Appuis	51
5.4.2. Vérification	51
5.5. <i>Voiles</i>	51
5.5.1. Introduction.....	51
5.5.2. Combinaison de charge.....	52
5.5.3. Dessin de ferrailage	55
<i>Chapitre 6: INFRASTRUCTURE</i>	57
6.1. <i>Introduction</i>	57
6.2. <i>Choix du type de fondation</i>	57
6.2.1. Avantage du radier	57
6.2.1.1. Pré dimensionnement.....	57
6.2.1.2. Caractéristiques du radier	59

6.2.1.3. Calcul du ferrailage du radier	61
6.2.1.4. Calcul des armatures	61
6.2.1.5. ELS	63
6.2.1.6. Dessin de ferrailage	63
<i>Chapitre 7: ETUDE TECHNICO-COMMERCIALE.....</i>	<i>65</i>
7.1. Introduction.....	65
7.2. Métré.....	65
7.3. Planning.....	67
7.4. Etude de prix.....	68
7.4.1. Etude de cout direct.....	69
7.4.2. Etude de cout direct, indirect avec la marge bénéficiaire.....	73
<i>Chapitre 8: ETUDE CHARPENTE METALLIQUE.....</i>	<i>77</i>
8.1. Introduction.....	77
8.2. Règlements utilisés :	77
8.3. Matériaux :.....	77
8.3.1. L'acier :.....	77
8.3.2. Béton armé :.....	77
8.3.3. Acier de ferrailage :	78
8.3.4. Les assemblages :.....	78
8.3.5. Le boulonnage :.....	78
8.3.6. Les éléments de l'ouvrage :	78
8.3.6.1. Les escaliers :.....	78
8.3.6.2. Les façades et murs de séparations :.....	78
8.3.6.3. Les portiques :.....	78
8.3.6.4. Les contreventements à triangulation diagonale :.....	79
8.3.6.5. Les planchers :	79
<i>Chapitre 9: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....</i>	<i>82</i>
9.1. Descente des charges :.....	82
9.2. Plancher terrasse inaccessible :.....	82
9.3. Calcul de la forme de pente :.....	82
9.3.1. Plancher étages courants et RDC :.....	83

9.4. Escalier :	84
9.4.1. Palier :	84
9.4.2. Volée :	84
9.5. Acrotère :	84
9.5.1. Effet de la neige :	84
9.5.2. Effet de la variation de la température :	85
Chapitre 10: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	87
.10.1 Les Solives	87
10.1.1. Solives du plancher terrasse.....	87
10.1.2. Les solives de plancher courant	88
10.1.3. Les solives de plancher RDC.....	88
10.1.4. Vérification de la flèche (6.5.3 EC03).....	89
.10.1.5 La classe de la section transversale (6.2.6 EC03).....	89
10.1.5.1. La semelle	89
10.1.5.2. Ame fléchie	89
10.2. Les poutres.....	90
10.2.1. Vérification de la flèche.....	90
.10.2.2 La classe de la section transversale	90
10.2.2.1. La semelle	90
.10.2.2.2 Ame fléchie.....	90
10.3. Les poteaux	91
10.4. Poteau	91
10.4.1. Détermination des charges	91
10.4.1.1. Niveau RDC.....	91
10.4.1.2. Niveau étage terrasse	92
10.5. Escaliers.....	92
10.5.1. Pré dimensionnement des escaliers.....	92
La longueur de la ligne de foulée sera	92
10.5.2. Les charges appliquées	93
10.5.3. Pré dimensionnement des éléments porteurs	93
10.5.3.1. Cornière de marche	93

10.5.3.2. Vérification	94
10.5.3.3. Limon UAP (poutre)	94
10.5.4. Pré dimensionnement (Selon le critère de déformation la flèche)	95
10.5.5. ELU	95
10.5.5.1. Volée	95
10.5.5.2. Palier de repos	95
10.5.5.3. La charge équivalente	95
10.5.6. ELS	95
10.5.6.1. Volée	95
10.5.6.2. Palier de repos	95
10.5.6.3. La charge équivalente	95
10.5.6.4. Vérification	95
<i>Chapitre 11: ETUDE DU PLANCHER COLLABORANT</i>	98
<i>11.1. Etude d'un plancher mixte à dalle collaborant</i>	98
<i>11.2. Contraintes admissibles des matériaux</i>	98
11.2.1. Etapes de calcul	98
11.2.1.1. Poutrelle seule	99
Contraintes	99
11.2.1.2. Poutrelle collaborant	99
11.2.2. Calcul des poutres maîtresses (IPE330)	101
11.2.2.1. Charge linéaire totale	101
11.2.2.2. Condition de flèche	101
11.2.2.3. Vérification de la résistance en flexion	101
11.2.2.4. Vérification à l'effort tranchant	101
11.2.3. Etude de la dalle en béton	102
11.2.3.1. Détermination des sollicitations	102
11.2.4. Calcul du ferrailage	102
11.2.4.1. Sens X-X	102
11.2.4.2. Sens Y-Y	104
<i>11.3. Calcul des connecteurs</i>	106
11.3.1. Introduction	107

11.3.2. Le nombre de goujons et l'espaceur.....	108
11.3.3. Calcul de la résistance d'un connecteur P_{Rd}	108
11.3.4. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal V_l	108
11.3.5. L'espaceur des goujons	109
<i>Chapitre 12: ETUDE DU VENT</i>	<i>111</i>
<i>12.1. Introduction</i>	<i>111</i>
<i>12.2. Application de RNV99</i>	<i>111</i>
12.2.1. Détermination du coefficient dynamique Cd.....	112
12.2.2. Détermination de la pression dynamique q_{dyn}	112
12.2.2.1. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}	113
12.2.3. Toiture.....	114
12.2.3.1. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi}	115
12.2.3.2. Détermination du coefficient de pression de vent C_p	115
12.2.3.3. Répartition du coefficient de pression	116
12.2.4. Détermination de la pression due au vent.....	116
12.2.5. Calcul des forces de frottement.....	117
12.2.5.1. Détermination de la force résultante	117
12.2.6. Vérification de la stabilité.....	120
<i>Chapitre 13: ETUDE SISMIQUE</i>	<i>122</i>
<i>13.1. Introduction :</i>	<i>122</i>
<i>13.2. Etapes de modélisation :</i>	<i>122</i>
<i>13.3. Détermination des combinaisons de charges :</i>	<i>123</i>
13.3.1. Force sismique V	123
13.3.2. Résultante des forces sismiques de calcul	125
13.3.3. Evaluation des excentricités.....	125
13.3.4. Vérification des déplacements inter-étages	126
13.3.5. Vérification effet P-delta.....	126
13.3.6. Distribution de l'effort tranchant à la base	127
<i>Chapitre 14: ASSEMBLAGE</i>	<i>130</i>
<i>14.1. Introduction</i>	<i>130</i>
<i>14.2. Calcul des assemblages</i>	<i>130</i>

14.2.1. Assemblages solive – poutre.....	131
14.2.1.1. Assemblages par double cornière	131
14.2.1.2. Caractéristiques des éléments d’assemblage	131
14.2.1.3. Disposition des boulons	131
14.2.1.4. Résistance d’un boulon au cisaillement.....	131
14.2.1.5. Vérification de la pression diamétrale	132
14.2.1.6. Vérification des cornières à la pression diamétrale	132
14.2.1.7. Vérification de la solive (IPE180) à la pression diamétrale :	132
14.2.2. Assemblage poteau-poteau (HEB300-HEB300) :	133
14.2.2.1. Couvre-joints de semelles	133
14.2.2.2. Nombre de boulons	134
14.2.2.3. Pression diamétrale sur semelle	134
14.2.2.4. Vérification de la résistance de la section semelle.....	134
14.2.2.5. Assemblage des âmes par couvre-joints	135
14.2.2.6. Composante horizontale de \vec{v}_3	135
14.2.2.7. Composante verticale \vec{v}_3	135
14.2.2.8. Diamètre des boulons.....	135
14.2.2.9. Pression diamétrale	136
14.2.3. Calcul de l’Attache diagonale (UPN180-poteau)	136
14.2.3.1. Vérification au cisaillement des boulons	136
14.2.3.2. Vérification de la pression diamétrale	137
14.2.4. Assemblage poutre- poteau : (HEB300 – IPE 330).....	137
14.2.4.1. Calcul de la zone comprimée	137
14.2.4.2. Calcul du diamètre des boulons	138
14.2.4.3. Disposition des boulons	138
14.2.5. Vérification de l’assemblage.....	138
14.2.5.1. Vérification de l’effort de compression	139
14.2.5.2. Moment résistant.....	139
14.2.5.3. Résistance de l’assemblage sous effort tranchant	139
14.2.5.4. Vérification de la pression diamétrale	139

14.2.5.5. Résistance de l'âme du poteau en traction.....	140
14.2.5.6. Résistance de l'âme du poteau en compression.....	140
14.2.6. Ancrages du poteau (HEB 300).....	141
14.2.6.1. Contrainte due à la charge N.....	141
14.2.6.2. Module de résistance de la semelle.....	141
14.2.6.3. Contrainte du au moment d'encastrement.....	141
14.2.6.4. L'effort de traction dans les boulons d'ancrage.....	141
14.2.6.5. Vérification de la bêche :.....	142
<i>Chapitre 15: Infrastructure.....</i>	<i>144</i>
<i>15.1. Choix du type de fondation.....</i>	<i>144</i>
<i>15.2. Avantage du radier.....</i>	<i>144</i>
<i>15.3. Pré dimensionnement.....</i>	<i>144</i>
<i>15.4. Condition de rigidité.....</i>	<i>144</i>
<i>15.5. Condition forfaitaire.....</i>	<i>145</i>
<i>15.6. Condition de non cisaillement.....</i>	<i>145</i>
<i>15.7. Condition de non poinçonnement.....</i>	<i>145</i>
<i>15.8. Caractéristiques du radier.....</i>	<i>146</i>
<i>15.9. Vérification des contraintes.....</i>	<i>146</i>
<i>15.10. Vérification de l'effet sous pression.....</i>	<i>147</i>
<i>15.11. Calcul du ferrailage du radier.....</i>	<i>147</i>
<i>15.12. Calcul des armatures.....</i>	<i>148</i>
<i>15.13. Condition de non fragilité.....</i>	<i>149</i>
<i>15.14. Vérification a l'ELS.....</i>	<i>149</i>
<i>15.15. Dessin de ferrailage.....</i>	<i>150</i>
<i>Chapitre 16: ETUDE TECHNICO-COMMERCIALE.....</i>	<i>152</i>
<i>16.1. Introduction.....</i>	<i>152</i>
<i>16.2. Métré.....</i>	<i>152</i>
16.2.1. Planning.....	162
16.2.2. Etude de prix.....	163
16.2.2.1. Etude de cout direct.....	165
16.2.2.2. Etude de cout direct, indirect avec la marge bénéficiaire.....	171

<i>Chapitre 17: ETUDE COMPARATIVE</i>	180
<i>17.1. Introduction</i>	180
<i>17.2. Critères de comparaison</i>	180
17.2.1. Le poids total.....	180
17.2.2. Observation.....	180
<i>17.3. Comparaison du montant total</i>	181
<i>17.4. Comparaison la durée de réalisation</i>	181
<i>17.5. La période fondamentale d'oscillations</i>	181
17.5.1. Structure en béton armé	182
<i>17.6. Structure métallique</i>	182
<i>17.7. Comparaison entre les périodes fondamentale</i>	182
<i>17.8. Déplacements</i>	183
<i>17.9. Conclusion</i>	184
17.9.1. Autres critères de comparaison	185
17.9.1.1. Economie d'entretien.....	185
17.9.1.2. Résistance au feu.....	185
17.9.1.3. Aspect environnemental.....	185
17.9.1.4. Durabilité :	185
17.9.1.5. Les avantages majeurs d'une construction métallique par rapport au béton armé	185
17.9.1.6. Autre avantages sont présenter au tableau ci-dessous	185
<i>Conclusion Générale</i>	186

LISTE DES NOTATIONS

f_{c28} : résistance à la compression du béton à 28 jours.
 F_{cj} : résistance du béton à la compression à j jours ($j < 28$).
 γ béton : masse volumique du béton.
 F_{t28} : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours.
 σ_{bc} : Contrainte limite ultime du béton comprimé.
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite service du béton comprimé.
 τ_U : Contrainte de cisaillement.
 γ_b : coefficient de sécurité du béton.
 γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.
 E_i : module de déformation longitudinale instantanée.
 E_v : module de déformation longitudinale différée.
 ε_s : Allongement relatif de l'acier.
 E_s : Module d'élasticité longitudinale.
 F_e : Limite d'élasticité garantie.
 E : module de YOUNG.
 ν : Coefficient de POISSON.
 σ_s : limite élastique de l'acier utilisé.
 η : Coefficient de fissuration.
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite de l'acier.
 G : charge permanente.
 Q : charge d'exploitation.
 E : effort de séisme.
 e ; e_p : épaisseur dalle.
 L ; a : longueur et épaisseur du voile.
 h_e : hauteur libre d'étage.
 b : largeur de la poutre.
 h : hauteur de la marche.
 g : la largeur de la marche.
 H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.
 n : nombre de contre marches.
 L : projection horizontale de la volée.
 P : charge concentrée du balcon.
ELU : état limite ultime.
ELS : état limite service.
 μ : moment réduit.
 T : effort tranchant.
 b : largeur de la section.
 d : hauteur utile.

c : enrobage.
I : moment d'inertie.
 A_{cal} : section d'armatures calculée.
 A_{min} : section d'armatures minimale.
A : section d'armatures choisie.
 A_v : section d'armatures verticales.
 A_h : section d'armatures horizontales.
 A_r : armatures de répartition.
 A_t : armatures transversales.
 A_s : section d'armatures tendues.
 $A's$: section d'armatures comprimées.
n : coefficient d'équivalence.
St, e : espacement.
 \emptyset_t : diamètre des barres.
 F_p : force de poussée.
 W_p : Poids de l'acrotère.
 C_p : facteur des forces horizontales.
g : Accélération de la pesanteur.
A : Coefficient d'accélération de zone.
 η : Facteur de correction d'amortissement.
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
R : Coefficient de comportement de la structure.
 T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
Q : Facteur de qualité.
D : facteur d'amplification dynamique moyen.
V : force sismique calculée par la méthode statique équivalente.
W : poids total de la structure.
 W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
 W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitation.
: Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
 C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage.
 h_n : Hauteur mesurée 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 considéré.
 $X_m ; Y_m$: coordonnées du centre de masse.
 $X_t ; Y_t$: coordonnées du centre de torsion.
 P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.
 V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.
 Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
 h_k : hauteur du niveau k.

F_n : force horizontale appliquée au niveau n .
 W_n : Masse au niveau n .
 H_n : hauteur du niveau n .
 M_{tu} ; M_{au} : moments en travée et en appui à l'ELU.
 M_{ts} , M_{as} : moments en travée et en appui à l'ELS.
 N : effort normal.
 M : moment.
 B : section de béton.
 V : distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue/comprimée.
 L ; e : longueur ; épaisseur du voile.
 L_t : longueur de la zone tendue.
 S_s : surface des semelles.
 S_B : surface du bâtiment.
 L_e : longueur élastique du radier.
 L_{max} : longueur du panneau le plus sollicité.
 K : coefficient d'élasticité du sol.
 B : largeur du panneau le plus sollicité.
 U_c : périmètre cisailé dans le plan moyen du radier.
 μ_x , μ_y : coefficients de PIGEAUD.
 α ; β : paramètres auxiliaires pour le calcul du ferrailage à l'ELU.
 K_1 , β_1 ; ρ_1 : paramètres auxiliaires pour le calcul du ferrailage à l'ELS.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1: Les dimensions géométrique du bâtiment	3
Tableau 1-1: Caractéristiques géotechniques du sol.....	7
Tableau 2.3-1: Le dimensionnement des voiles.....	16
Tableau 2-1: Les dimensions des escaliers	17
Tableau 2.7-1: Descente de charge des murs intérieurs.....	17
Tableau 2-2: Descente de charge des murs extérieurs	17
Tableau 2-3: Descente de charge du plancher terrasse	17
Tableau 2-4: Descente de charge des étages courant.....	17
Tableau 2-5: Descente de charge du RDC	18
Tableau 2-6: Descente de charge des balcons.....	18
Tableau 2-7: Descente de charge des paillasse	18
Tableau 2-8: Descente de charge des paliers	18
Tableau 2-9: Descente de charge des paillasse type 1.....	18
Tableau 2-10: Descente de charge des paliers type 2	19
Tableau 3-1: Les moments et efforts tranchants	22
Tableau 4-1: Les conditions du facteur de qualité	34
Tableau 4-1: Résultats dynamiques	38
Tableau 4-2 résultante des forces sismique	41
Tableau 4-3 Evaluation des excentricités	41
Tableau 4-4 vérification déplacement inter-étages	42
Tableau 4-5 : vérification effets du second ordre sens x-x	42
Tableau 4-6 : vérification des effets du second ordre sens y-y.....	43
Tableau 4-7 répartition de la force sismique selon la hauteur	44
Tableau 5-1: Les moments max du plancher	47
Tableau 5-2: Choix des armatures	47
Tableau 6-1: récapitulatif moments M_{xx}	61
Tableau 6-2: récapitulatif moments M_{yy}	61
Tableau 7-1: métré et ratio de ferrailage et coffrage	65
Tableau 9-1: Descente de Charges du plancher terrasse.....	83
Tableau 9-2 Charges du plancher étage courant.....	83
Tableau 10-1 : Combinaison des charges solives du plancher terrasse	87
Tableau 10-2 : Combinaison du charge solives de plancher courant.....	88
Tableau 10-3: Caractéristiques du profilé IPE180.....	89
Tableau 12-1: Détermination de la pression dynamique q_{dyn}	112
Tableau 12.2-2 : Parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.....	113
Tableau 12.2-3: coefficients de pression extérieure des toitures plates.....	115
Tableau 12.2-4: Coefficient de pression de vent C_p	115
Tableau 12-5: La pression due au vent	117
Tableau 12-6: Les valeurs de la force résultante	118

Tableau 12-7:Les valeurs de C_p	119
Tableau 12-8:les valeurs de pression dynamique	119
Tableau 12-9:la force résultante.....	119
Tableau 13-1: Résultats dynamiques	124
Tableau 13-2: résultante des forces sismique	125
Tableau 13-3: valeurs excentricité théorique et accidentelle	125
Tableau 13-4: vérification déplacement inter-étages	126
Tableau 13-5: vérification effets du second ordre sens x-x	127
Tableau 13-6 : vérification effets du second ordre sens y-y	127
Tableau 13-7: répartition de la force sismique selon la hauteur	128
Tableau 15-1: récapitulatif moments M_{xx}	147
Tableau 15-2: récapitulatif moments M_{yy}	147
Tableau 16-1: métré et ratio de ferrailage et coffrage	152
Tableau 17-1: Le poids total des éléments structuraux des deux structures	180

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Implantation du projet.....	2
Figure 1-1: Plan d'étage courant.....	8
Figure 1-2: Plan du 1 ^{er} étage.....	9
Figure 1-3: Plan du RDC.....	9
Figure 1-4 : Plan du sous sol.....	10
Figure 1-5 : Facade Principale du bloc A R+12.....	11
Figure 1-6: Façade postérieure du bloc A R+12.....	12
Figure 1-7: Coupe A et B.....	13
Figure 3-1: Calcul du moment fléchissant par RDM6.....	21
Figure 3-2: Calcul de l'effort tranchant par RDM6.....	22
Figure 3-3 : Ferrailage du balcon.....	24
Figure 4-1 Disposition des voiles.....	36
Figure 4-2 vue de la structure modélisée.....	37
Figure 4-3 : La déformée des 3 premier modes.....	40
Figure 5-1: résultats de cartographie.....	46
Figure 5-2: Robot expert calcul les sections.....	47
Figure 5-3: Plan de ferrailage des renforcements de la dalle.....	49
Figure 6-1: Dimensions du radier en mètre.....	59
Figure 6-2: Cartographie de contrainte du radier sur le sol a l'ELU.....	60
Figure 6-3: Cartographie de contrainte du radier sur le sol a l'ELS.....	60
Figure 6-4: Cartographie du ferrailage X.....	62
Figure 6-5: Cartographie du ferrailage Y.....	62
Figure 6-6: Ferrailage du radier.....	63
Figure 7-1: La fenêtre d'accueil de CYPE 2017.....	69
Figure 8-1: Assemblage avec boulonnage.....	78
Figure 8-2: Section des fers.....	79
Figure 8-3: Croix de contreventement.....	79
Figure 8-4: Plancher Collaborant.....	79
Figure 9-1: Plancher terrasse inaccessible.....	82
Figure 9-2: plancher étage courant.....	83
Figure 10-1: Espacement des solives.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 11-1: Dalle collaborant.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 11-2: Section de calcul en travée (y-y).....	105
Figure 11-3 : Section de calcul en appui (y-y).....	106
Figure 12-1: Action de vent.....	111
Figure 12-2 : Répartition coefficients des de pression (paroi verticale).....	113
Figure 12-3: Légende pour les toitures plates.....	114
Figure 12-4: coefficient Cp de la paroi vertical.....	114
Figure 12-5: Cpe sur les toitures.....	115

Figure 12-6: Coefficient paroi verticale.....	116
Figure 12-7: Coefficient toiture	116
Figure 12-8: Coefficient paroi verticale.....	118
Figure 13-1:modélisation de structure	122
Figure 13-2: Des positions des contreventements	123
Figure 14-1: Zones tendues et comprimées dans un assemblage	130
Figure 14.2-1: Position de l'axe neutre	Erreur ! Signet non défini.
Figure 14-4: Diagram de contrainte	Erreur ! Signet non défini.
Figure 15-1: Dimensions du radier	146
Figure 16-1: La fenêtre d'accueil de CYPE 2017	164
Figure 16-2: Définition du radier	164
Figure 17-1 : Comparaison entre la structure métallique et la structure béton armé.....	181
Figure 17-2 : Comparaison entre les périodes fondamentale des deux structures.....	183
Figure 17-3 : Déplacement en fonction de nombre d'étages (sens x-x).....	185
Figure 17-3 : Déplacement en fonction de nombre d'étages (sens y-y).....	185

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Le projet qui nous a été confié consiste à faire une Etude technique et technico-commerciale comparative d'un bâtiment en « RDC+12 » avec un système de contreventement « murs porteurs » en béton armé et charpente métallique.

Notre étude consiste à répondre aux principales problématiques suivantes :

- Comment concevoir une structure en béton armé ?
- Comment concevoir une structure en charpente métallique ?
- Quelle est la différence entre les deux ?

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de scinder notre travail en huit chapitre, dont les cinq premiers porteront la présentation du projet, en plus des calculs statiques, dans le chapitre six nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2023 Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre sept. En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du huitième chapitre.



Chapitre 1: PRESENTATION DU PROJET

1.1.Description de l'ouvrage

Notre projet va porter sur la réalisation d'un bâtiment multifonctionnel en R+12 avec 1 sous-sol. Il sera implanté dans la wilaya d'ORAN classée en zone de moyenne sismicité IIa selon le RPA99/2003.



Figure 1-1 : Implantation du projet

Le travail consiste à concevoir une structure capable de résister aux sollicitations, bien transmettre les charges aux fondations et à proposer les devis, plans d'exécution et planning.

1.2.Nature de l'ouvrage

Le bâtiment est composé de :

- 01 sous-sol qui servira de parking ;
- RDC et 1^{er} étage à usage de local technique ;
- 11 étages à usage d'habitation ;
- Une terrasse inaccessible.

1.3.Caractéristiques géométriques

Tableau 1-1: Les dimensions géométrique du bâtiment

Hauteur totale	44,46 m
Longueur totale	26,25 m
Largeur totale	13,40 m
Hauteur sous-sol	3,06 m
Hauteur RDC	4,08 m
Hauteur étage courant	3,06 m

1.4.Composition de la structure

1.4.1.Plancher

C'est un ouvrage plan séparant les niveaux d'habitation. Il assure deux fonctions essentielles :
Supporter et transmettre les charges aux éléments porteurs ;
Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.

On en distingue deux types :

Les planchers à corps creux plus avantageux en termes de cout, légèreté et de rapidité d'exécution ;

Les planchers à dalle pleine beaucoup plus esthétiques et résistants.

Nous avons une structure assez importante, nous avons donc opté pour les planchers à dalle pleine.

1.4.2.Ossature

L'ossature choisie est un système de voiles porteurs, ils assurent la stabilité de la structure sous l'effet des actions verticales et horizontales.

1.4.3.Voiles

Ce sont des éléments verticaux. Ils servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

1.4.4.Poutres noyées

Les poutres seront noyées dans le plancher et reprendront les charges de celui-ci et des murs.

1.4.5.Escalier

C'est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches et de contremarches qui permettent de passer d'un étage à un autre en montant et descendant. Il est réalisé en béton armé coulé sur place.

1.4.6.Maçonnerie

Murs extérieurs : en paroi double de briques creuses de 15cm et 10cm séparées par une lame d'air de 5cm pour des raisons d'isolation thermique et phonique.

Murs intérieurs : en paroi unique de briques creuses de 10cm.

1.4.7.Acrotère

Le mur acrotère est une petite construction qui borde les toitures terrasses. Il facilite le relevé d'étanchéité de ces dernières et participe à la protection contre les chutes.

1.4.8.Revêtement

Pour la façade extérieure : enduit de ciment ;

Pour les plafonds et murs intérieurs : enduit plâtre

Pour les planchers : carrelage.

1.4.9.Infrastructure

C'est la partie de la structure enfouie sous terre : les fondations. Le choix se fera en fonction de l'étude du terrain, la nature de l'ouvrage, l'environnement du projet.

1.5.Caractéristiques des matériaux

1.5.1.Béton

1.5.1.1.Composition du béton

Le béton est constitué par un mélange intime de matériaux inertes, appelés "granulats" (sables, graviers, pierres cassées...) avec du ciment et de l'eau. Grâce à la réaction du ciment, le mélange ainsi obtenu, appelé "béton frais", commence à durcir après quelques heures et acquiert progressivement ses caractères de résistance.

1.5.1.2.Caractéristique du béton

- Résistance à la compression

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée).

Celle-ci, notée f_{c28} est choisie à priori, compte tenu des possibilités locales ; et des régies de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Pour notre projet, il a été choisi de travailler avec $f_{c28} = 25$ MPA (béton à usage courant).

Pour un béton d'âge inférieur à 28 jours, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,88j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa (CBA93, A2.1.1.1).}$$

Avec : $j \leq 28$ jours

Poids volumique du béton : $\gamma_{\text{béton}} = 25$ KN/m³

- Coefficient de poisson :

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques...), on prendra :

- $\nu = 0 \Rightarrow$ états limites ultimes (béton fissuré).
- $\nu = 0,2 \Rightarrow$ états limites de service (béton non fissuré).

Avec

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

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

3- Pivot C : compression simple ou composée.

La résistance caractéristique à la traction d'un béton est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times (25) \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$. La résistance caractéristique à la traction d'un béton est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times (25) \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

Contraintes limites de compression :

La contrainte limite ultime du béton comprimé est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec γ_b : coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa (situation durable et transitoires)}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{25}{1,15} = 18,5 \text{ Mpa (situation accidentelles)}$$

La contrainte limite service du béton comprimé est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} \text{ (C.B.A 93, A.4.5.2) } / f_{c28}=25\text{MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc}=15 \text{ MPa}$$

La contrainte ultime de cisaillement (C.B.A 93, A.5.1.2.1) :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :

$$\tau_U = \min\left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_U = \min\left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale du béton (C.B.A 93, A.2.1.2.) :

Le module de déformation longitudinale instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale différée :

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans le calcul que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, utilise le module de déformation longitudinale différée

E_{ij} qui est donné par la formule :

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{MPa}$$

Module de déformation transversale :

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

E : module de YOUNG

ν : coefficient de POISSON

1.5.2.Acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.

Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

a. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPA. (C.B.A 93, A.2.2.1.)}$$

Caractéristique de l'acier :

Fe500 \Rightarrow limite d'élasticité = 500 MPA

Contraintes limites :

1.5.2.1.Etat limite ultime (E.L.U)

La contrainte admissible de l'acier est définie par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \varepsilon_s \geq \varepsilon_L \quad (\text{C.B.A 93 A.2.2.2}).$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \rightarrow \varepsilon_s < \varepsilon_L$$

Avec :

ε_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 %.

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 MPa.

f_e : Limite d'élasticité garantie.

Le diagramme contraintes déformations de calcul se déduit du précédent en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport $\frac{1}{\gamma_s}$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation normale} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Avec : σ_s limite élastique de l'acier utilise

$$\sigma_s = \begin{cases} \sigma_s = 435 \text{ Mpa} & \text{situation normale} \\ \sigma_s = 500 \text{ Mpa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

1.5.2.2.État limite de service (E.L.S)

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

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisse (RL)} \\ \eta = 1,6 & \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA)} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s \leq \min[2/3 \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$

Donc : $\bar{\sigma}_s \leq 201,63 \text{ MPA (HA)}$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s \leq \min[1/2 \times f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$

Donc : $\bar{\sigma}_s \leq 164,97 \text{ MPA (HA)}$

Fissuration peu nuisible : aucune vérification n'est requise pour les aciers.

1.5.3.Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, que les sollicitations de calcul définies dans les articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

1.5.3.1.Etat limite ultime (E.L.U)

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

1,35 G + 1,5 Q.

1.5.3.2.État limite de service (E.L.S)

Combinaison d'action suivante : G + Q

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

G+Q±E

0,8 G±E

G+Q±1.2E

Avec : G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

1.5.4.Caractéristiques géotechniques du sol

Tableau 1-1: Caractéristiques géotechniques du sol

Zone de sismicité	IIa
Groupe d'usage	1B
Site	1
Contrainte admissible du sol	5MPa

1.5.5.Normes utilisées

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93) : basé sur la théorie des états limites.
- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) : Le présent document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.
- DTR B.C. 2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation : Le présent document traite des charges permanentes et charges d'exploitation des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.

- BAEL 91 révisé en 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

1.5.6. Logiciels utilisés

- AUTOCAD (version 2021) : pour le dessin des plans
- ROBOT (version 2023) : pour la modélisation de la structure
- MS PROJECT : pour le planning
- CYPE : pour l'étude de cout
- RDM6 : pour le calcul des moments, efforts tranchants, flèche.

1.5.7. Les plans :

Voilà les plans d'architectures d'ont l'étude est basé :

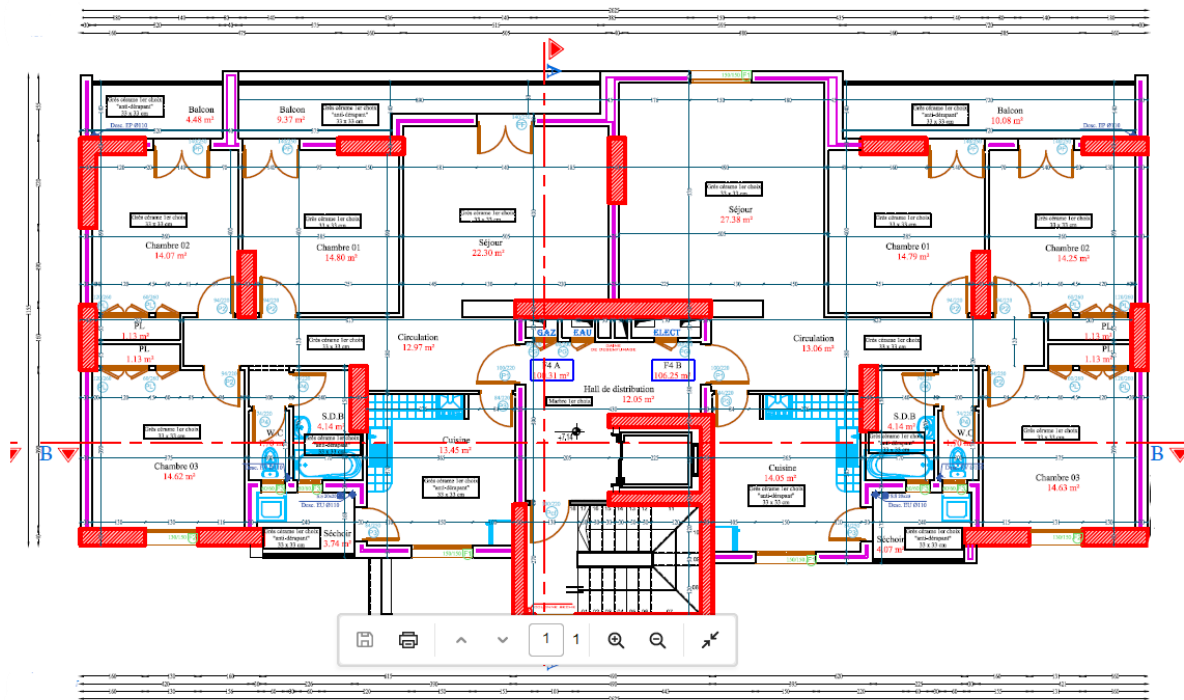


Figure 1-1: Plan d'étage courant

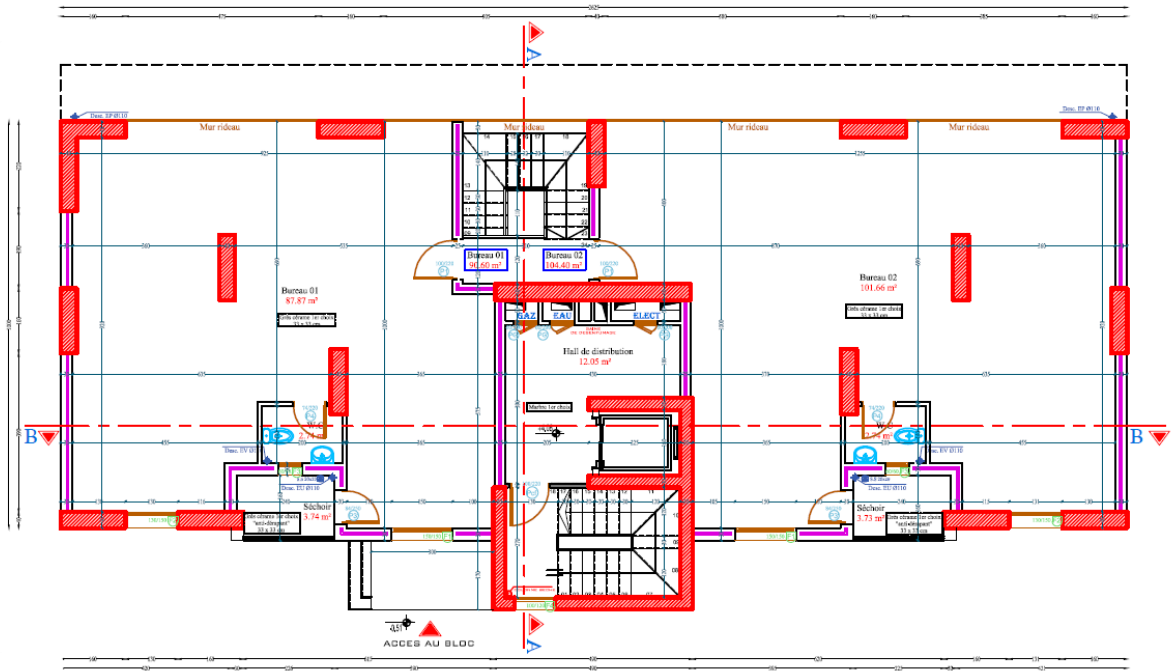


Figure 1-2: Plan du 1^{er} étage

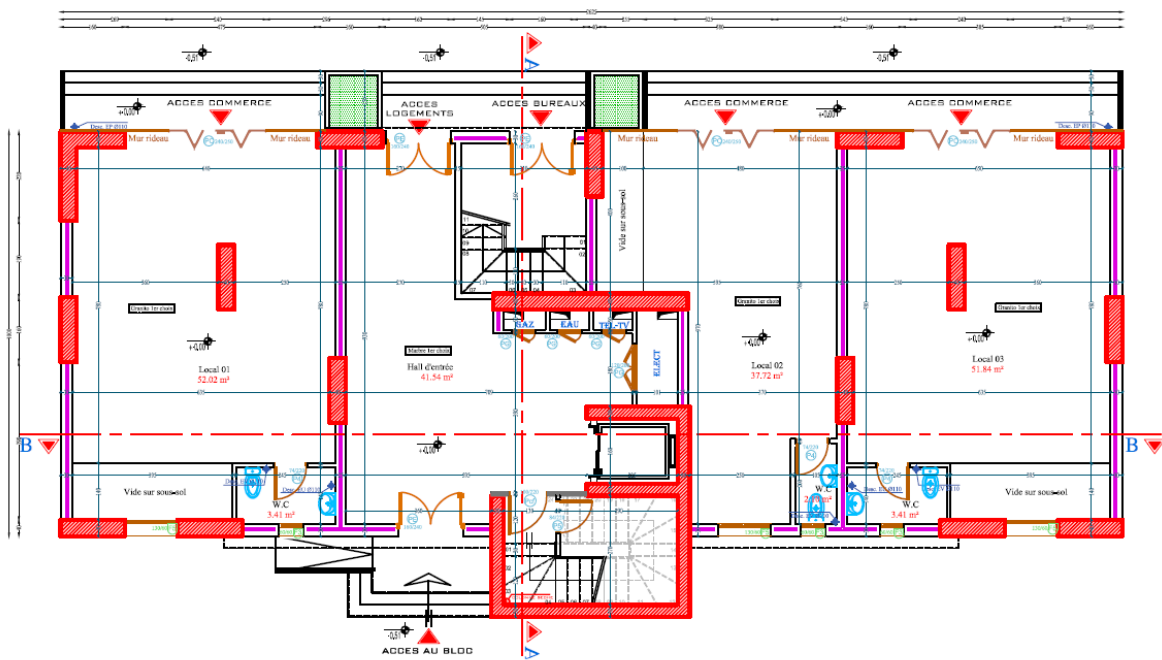


Figure 1-3: Plan du RDC

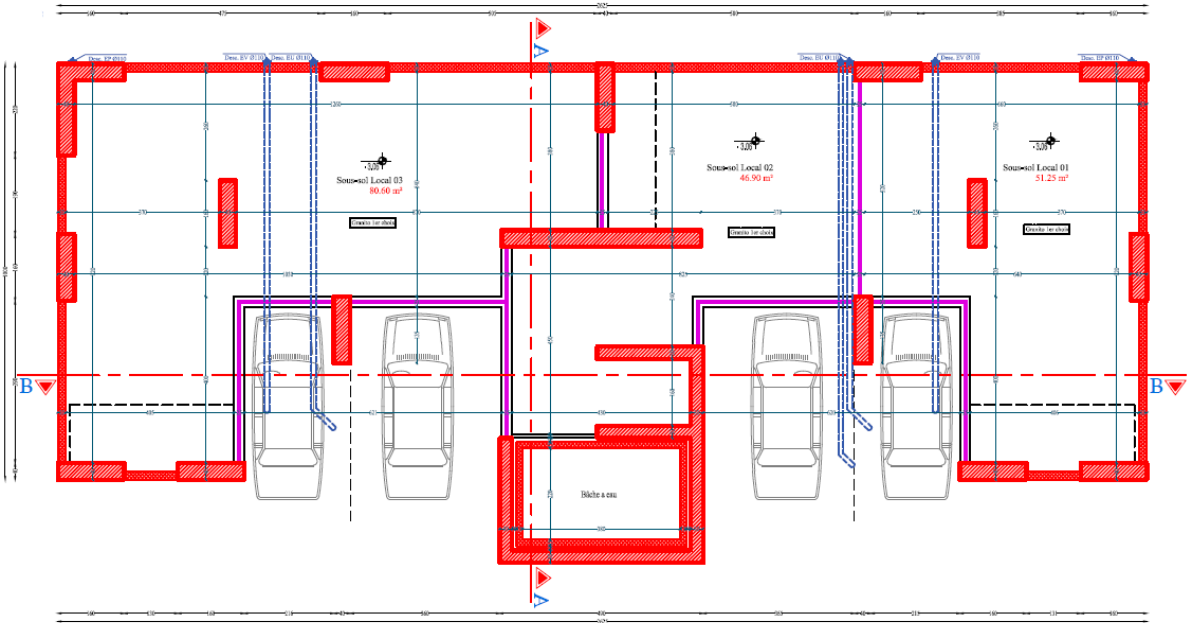


Figure 1-4 : Plan du sous sol

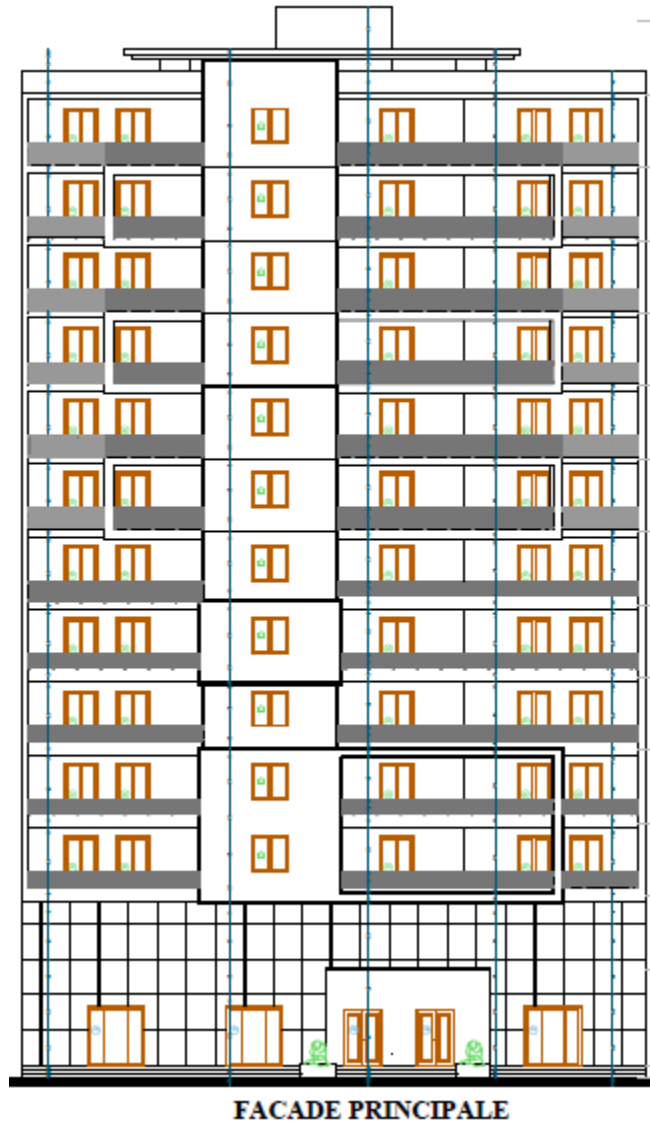


Figure 1-5 : Facade Principale du bloc A R+12

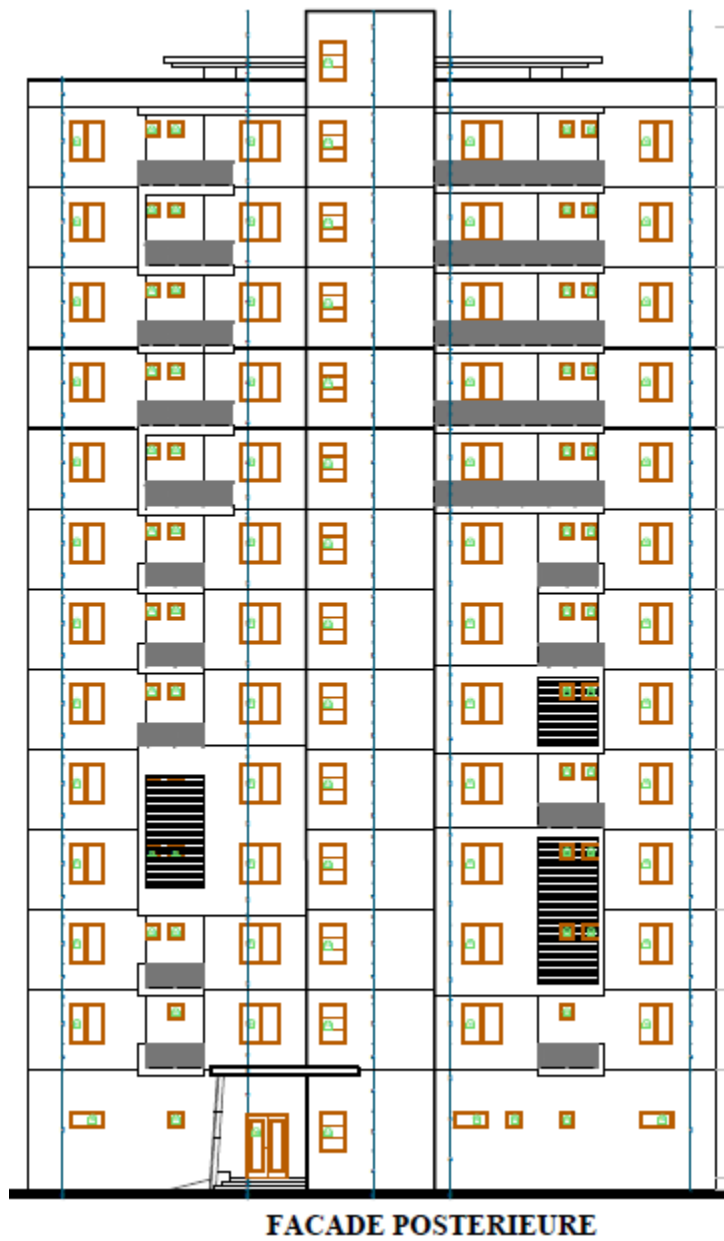


Figure 1-6: Façade postérieure du bloc A R+12

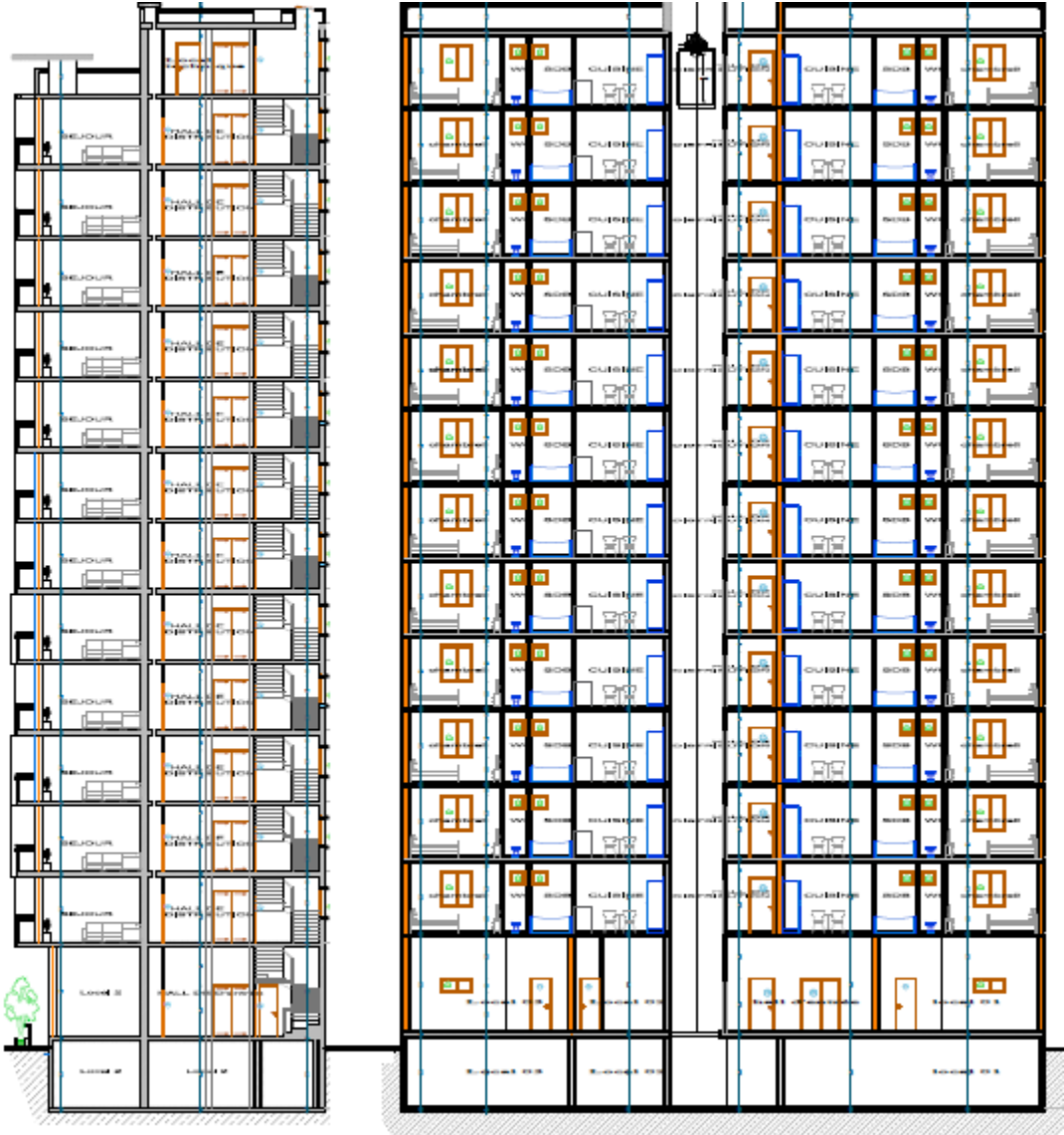


Figure 1-7: Coupe A et B

Chapitre 2 :

Prédimensionnement des éléments structuraux

Chapitre 2: PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

2.1.Introduction

L'évaluation des différentes sections de notre structure (plancher, voiles,) passe par un dimensionnement préliminaire appelé pré dimensionnement.

Pour cela nous allons effectuer une descente de charge afin de déterminer ce qui revient à chaque élément comme charge permanente et d'exploitation.

2.2.Plancher

Le plancher peut être continu sur 2, 3, voire 4 appuis constitués de poutres, poutrelles ou murs.

L'épaisseur doit être choisie selon les conditions :

De résistance à la flexion

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \text{ pour une dalle continue sur 2 appuis} \\ \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \text{ pour une dalle continue sur 3 ou 4 appuis} \end{array} \right.$$

D'isolation acoustique : $e \geq 16\text{cm}$

De condition de flèche : $f \leq \frac{L}{500}$

De sécurité vis-à-vis de l'incendie : on choisit $e=7\text{cm}$ pour 1h de coupe-feu et 11cm pour 2h.

Notre panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes

$L_x= 8,10\text{m}$; $L_y=8,40\text{ m}$

$$\rho = \frac{810}{840} = 0,96$$

$0,96 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle est considérée comme portante dans les 2 directions.

$$\frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{810}{50} \leq e_p \leq \frac{810}{40} \Rightarrow 16,2\text{ cm} \leq e_p \leq 20,25\text{ cm}$$

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

2.3.Les voiles

Le dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par l'article 7.7 du RPA99 version 2003.

D'après le RPA99 version 2003 article 7.7.1, les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition : $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées sur la figure suivante :

Un seul type de voiles est considérés à savoir :

Voile linéaire où le RPA exige que l'épaisseur $a \geq h_c/20$;

h_c = hauteur d'étage – l'épaisseur du plancher

Tableau 2.3-1: Le dimensionnement des voiles

Niveau	h	h_c	$h_c/20$
Sous-sol	306	281	14,05
RDC	408	383	19,15
Etage courant	306	281	14,05

Nous avons opté pour une épaisseur de $a = 40 \text{ cm}$

2.4.Poutres noyées

Nous avons choisi de faire de poutres noyées car la structure est contreventée par des voiles et nous souhaitons ne pas avoir de retombée visible.

- La hauteur de la poutre sera la même que l'épaisseur du plancher ;

- La largeur : $b \geq a$ (largeur du voile)

On a poutre (55x20) cm²

2.5.Poutres d'extrémité :

$$\frac{625}{15} \leq h \leq \frac{625}{10} \rightarrow 41 \leq h \leq 62,5$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 18 \leq b \leq 42$$

On prend $h=60\text{cm}$ et $b= 42\text{cm}$

2.6.L'escalier

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

Avec : h : hauteur de la marche et g la largeur de la marche.

On choisit :

Type1 : $h=19\text{cm}$ et $g=25\text{cm}$

Type2 : $h=17\text{cm}$ et $g=27\text{cm}$

Nombre de contre marche : $H= n \times h \Rightarrow n= H/h$

Nombre de marche = $n-1$

$$L= (n-1) \times g \quad g=L/ (n-1)$$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la volée.

$$L_r = \sqrt{(L^2 + H^2)} = \sqrt{(240^2 + 153^2)} = 285 \text{ cm}$$

$$\frac{L_r}{30} \leq e_p \leq \frac{L_r}{20}$$

Tableau 2-1: Les dimensions des escaliers

Niveau	Hauteur (cm)	N _{c-marches}	N _{marches}	L (cm)	L _r (cm)	e _p (cm)
Type 1	153	8	7	175	233 cm	7,7 à 11,65

On prend e =12 cm

2.7.Descente de charge

2.7.1.Murs intérieurs

Tableau 2.7-1: Descente de charge des murs intérieurs

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1-Enduit plâtre x2	10	0,02	0,4
2-Briques creuses	9	0,1	0,9
$G_{\text{mur-i}} = 1,3$ (KN/m ²)			

2.7.2.Murs extérieurs

Tableau 2-2: Descente de charge des murs extérieurs

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1-Enduit ciment	18	0,02	0,36
2-briques creuses	13	0,15	1,3
3-lame d'air	0	0,05	0
4-briques creuses	9	0,1	0,9
5-Enduit ciment	18	0,02	0,36
$G_{\text{mur-e}} = 2,92$ (KN/m ²)			

2.7.3.Plancher terrasse

Tableau 2-3: Descente de charge du plancher terrasse

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1- Protection gravillon	18	0.05	0,9
2- Etanchéité multicouche	6	0.02	0,12
3- Forme de pente	22	0.1	2.2
4- Isolation thermique	4	0.04	0,16
5- Dalle pleine	25	0.20	5
6- Enduit plâtre	10	0.02	0,2
$G_t = 8,58$ (KN/m ²)			
$Q_t = 1$ (KN/m ²)			

2.7.4.Plancher étage courant

Tableau 2-4: Descente de charge des étages courant

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	/	/	0,5
2-Chappe de béton	20	0.02	0,4
3- Enduit plâtre	10	0.02	0,2
4- Dalle pleine	25	0.20	5
$G_{Ec} = 6,1$ (KN/m ²)			

$$G_{Ec} = 6,1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

2.7.5.RDC

Tableau 2-5: Descente de charge du RDC

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	/	/	0,5
2-Chappe de béton	20	0.02	0,4
3- Enduit plâtre	10	0.02	0,2
4- Dalle pleine	25	0.20	5
$G_{Ec} = 6,1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$			
$Q_{Ec} = 1,5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$			

2.7.6.Balcon

Tableau 2-6: Descente de charge des balcons

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1-Dalle de sol	/	/	0,24
2-Mortier de pose	20	0,02	0,4
3-Dalle pleine	25	0,15	3,75
4-Enduit ciment	18	0,02	0,36
$G_{balcon} = 4,55 \text{ (KN/m}^2\text{)}$			

2.7.7.Paillasse type 1

Tableau 2-7: Descente de charge des paillasses

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1-Revêtement horizontal	21	0,02	0,42
2-Mortier de pose	20	0,02	0,4
3-Revêtement vertical (epx21xh/g)	21	0,02	0,319
4-Pp paillasse (epx25/cos)	25	0,12	3,46
5-Pp marches (hx22)/2)	22	0,085	1,77
6-Garde-corps	/	/	0,1
7-Enduit plâtre (epx10/cos)	10	0,02	0,23
$G = 6,7 \text{ (KN/m}^2\text{)}$			
$Q = 2,5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$			

2.7.8.Palier type 1

Tableau 2-8: Descente de charge des paliers

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1-Pp du palier	25	0,15	3,75
2-Revêtement	21	0,02	0,42
3-Mortier de pose	20	0,02	0,4
4-Enduit ciment	20	0,02	0,4
$G = 4,97 \text{ (KN/m}^2\text{)}$			

2.7.9.Paillasse type 2

Tableau 2-9: Descente de charge des paillasses type 1

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1-Revêtement horizontal	21	0,02	0,42
2-Mortier de pose	20	0,02	0,4
3-Revêtement vertical (epx21xh/g)	21	0,02	0,26
4-Pp paille (epx25/cos)	25	0,12	3,46
5-Pp marches (hx22)/2)	22	0,085	1,87
6-Garde-corps	/	/	0,1
7-Enduit plâtre (epx10/cos)	10	0,02	0,23
G= 6,74 (KN/m ²)			
Q= 2,5 (KN/m ²)			

2.7.10.Palier type 2

Tableau 2-10: Descente de charge des paliers type 2

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1-Pp du palier	25	0,15	3,75
2-Revêtement	21	0,02	0,42
3-Mortier de pose	20	0,02	0,4
4-Enduit ciment	20	0,02	0,4
G= 4,97 (KN/m ²)			
Q= 2,5 (KN/m ²)			

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

Chapitre 3: ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1.Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne participent pas à la résistance du bâtiment et qui ne sont pas soumis à l'action de la force sismique. Dans ce chapitre nous nous proposons de calculer les éléments : balcon, acrotère et escalier.

3.2.Balcon

Le balcon est soumis à une charge permanente uniformément répartie G , une charge concentrée P et une charge d'exploitation Q .

Le calcul se fera en flexion simple sur une bande de 1.5m et une section 100x15.

3.2.1.Calcul des sollicitations

La charge concentrée $P = P_{\text{enduit}} + P_{\text{briques}}$

$$P_{\text{enduit}} = 2 \times ep \times \gamma \times h = 2 \times 0.01 \times 18 \times 1.20 = 0.432 \text{KN}$$

$$P_{\text{briques}} = ep \times \gamma \times h = 0.1 \times 9 \times 1.20 = 1.08 \text{KN}$$

$$P = 1.51 \text{KN}$$

$$G = 4.75 \times 1.5 = 7.125 \text{KN/m}$$

$$Q = 3.5 \times 1.5 = 5.25 \text{KN/m}$$

A L'ELU

$$G_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.125 + 1.5 \times 5.25 = 17.49 \text{KN/m}$$

$$P_u = 1.35P = 1.35 \times 1.51 = 2.04 \text{KN}$$

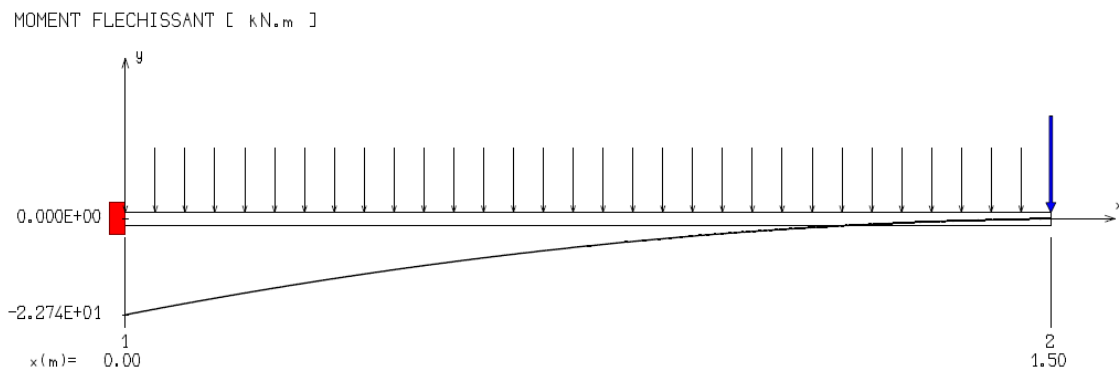


Figure 3-1: Calcul du moment fléchissant par RDM6

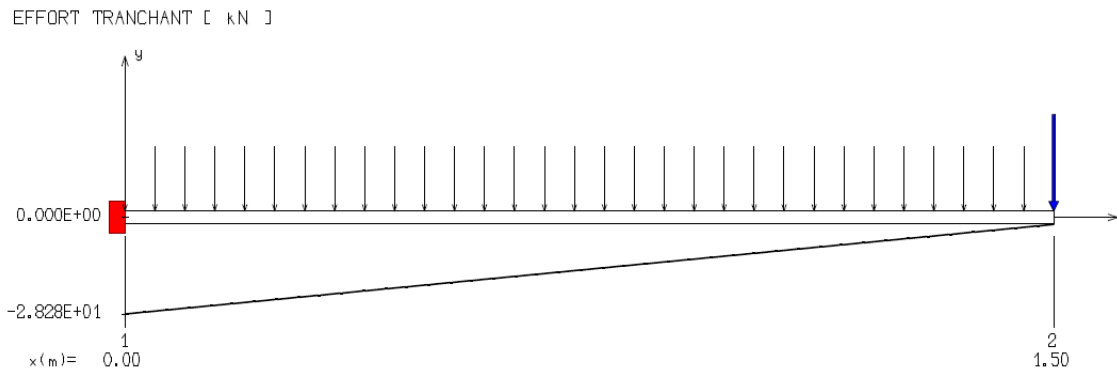


Figure 3-2: Calcul de l'effort tranchant par RDM6

Tableau 3-1: Les moments et efforts tranchants

	Mu (KN.m)	T (KN)
ELU	12,97	27,49
ELS	9,32	19,69

3.2.2. Calcul du ferrailage

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Voir l'organigramme de calcul en flexion simple en annexe.

3.2.2.1. ELU

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12970}{100 \cdot 10,8^2 \cdot 14,2} = 0,078 < 0,392$ Donc : Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,078}) = 0,101$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,101 = 0,959$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ Mpa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{500} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2,88 \text{ cm}^2$$

Choix : 6HA12 (A=6.79 cm²)

Espacement = 15 cm

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte 4HA12/ml \Rightarrow 4,52 cm²/ml Avec : e = 25 cm

3.2.2.2. ELS

Gs=G+Q=9,2 KN/m

$$P_s = 1.51 \text{ KN}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \times 500}{3}; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min(333.3; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de la position de l'axe neutre : } S = \frac{b}{2} \times y^2 + n A'_s \times (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 101,85y - 1375 = 0; y = 4,32 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul du moment d'inertie : } I = \frac{b}{3} \times y^3 + n A'_s \times (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = 11270 \text{ cm}^4$$

Où : A_s : section d'armatures tendues

A'_s : section d'armatures comprimées

n : 15 coefficients d'équivalence

3.2.2.3. Vérification :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1691000 \times 4,32}{11270} = 6,20 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times 15}{I} (d - y) = \frac{1691000 \times 4,32}{11270} (13,5 - 4,32) = 197,81 \text{ Mpa} < 201,63 \text{ Mpa} \quad \text{C.V.}$$

Les armatures calculées à l'ELU restent maintenues.

3.2.2.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 28.28 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable, τ doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ Mpa} \\ 4 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_U = 2,50 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U = \frac{T}{bd} = \frac{27490}{1000 \cdot 108} = 0,25 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 2,50 \text{ Mpa} \quad \text{C.V.}$$

3.2.2.5. Vérification de la flèche

$$f = 0,02 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{150}{500} = 0,3 \text{ cm} \quad \text{C.V.}$$

3.2.2.6. Dessin de ferrailage

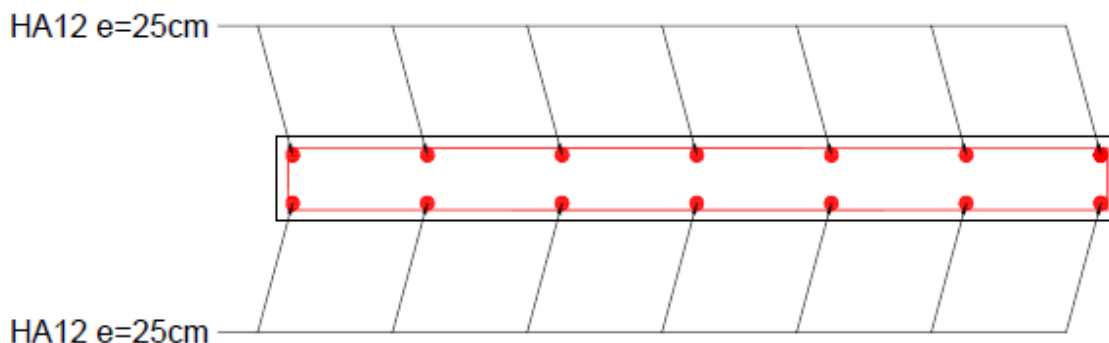


Figure 3-3 : Ferrailage du balcon

3.3. Acrotère

L'acrotère sera encastré à sa base, le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m et la fissuration est considérée préjudiciable du fait qu'il est exposé aux intempéries.

3.3.1. Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge d'exploitation, on prend le maximum entre (1 KN et F_p)

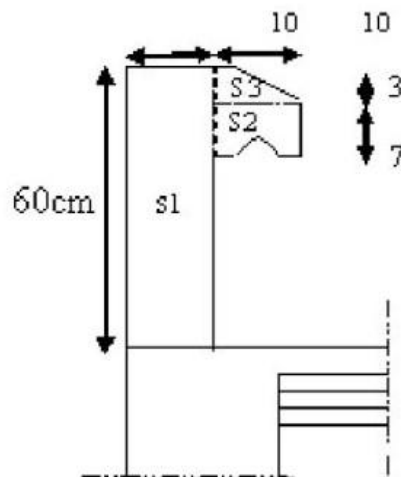


Figure 3-4: Les dimensions de l'acrotère

Charge permanente : $W_p = S \times l \times \gamma_b$

$$S1 = 0,6 \times 0,1 = 0,06 \text{ m}^2$$

$$S2 = 0,07 \times 0,1 = 0,007 \text{ m}^2$$

$$S3 = (0,03 \times 0,1) / 2 = 0,0015 \text{ m}^2$$

$$S = 0,06 + 0,007 + 0,0015 = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$W_p = 0,0685 \times 1 \times 25 \Rightarrow W_p = 1,712 \text{ KN}$$

Charge d'exploitation

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

$A=0.20$ coefficient d'accélération (Tableau 4.1 RPA99/2003)

$C_p=0.8$ facteur des forces horizontales (tableau 6.1 RPA99/2003)

$W_p= 1.712\text{KN}$ Poids de l'élément considéré

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 1.712 \rightarrow F_p = 1,1 \text{ KN}$$

$$P = \max (1.1 \text{ KN} ; 1 \text{ KN}) \rightarrow P = 1.1 \text{ KN}$$

$$G=W_p=1.712\text{KN}$$

$$Q=1.1\text{KN}$$

3.3.1.1.ELU

$$N_u= 1.35 \times 1.712 = 2.31 \text{ KN}$$

$$M_u=1.5 \times F_p \times L = 1.5 \times 1.1 \times 1 = 1.65\text{KN.m}$$

$$T_u= 1.1 \times 1.5 = 1.65\text{KN}$$

3.3.1.2.ELS

$$N_s= 1.712\text{KN}$$

$$M_s= 1.1 \times 1 \times 1 = 1.1\text{KN.m}$$

$$T_s=1.1 \times 1= 1.1\text{KN}$$

3.3.2.Calcul du ferrailage

3.3.2.1.ELU

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{165}{2,31} = 71,43 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} < e_0$ N est appliqué à l'extérieur de la section est donc partiellement comprimée.

Vérification de la méthode forfaitaire

On doit vérifier :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e_1}{h}\right)$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + ea = 71,43 + 2 = 73,43\text{cm}$$

$$ea = \max\left(2\text{cm}; \frac{l}{250}\right) = 2\text{cm}$$

$\frac{l_f}{h} = \frac{200}{10} = 20\text{cm} < 73,43\text{cm} \Rightarrow$ Le calcul se fait en flexion simple avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N' = N = 2,31 \text{ KN} \\ M' = N' \left(\frac{M}{N} + ea + e_2 \right) = 2,31(71.43 + 2 + 3,2) = 2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_2 = \frac{3l_f}{100000h} (2 + \alpha\emptyset) = 3,2\text{cm}$$

$$\emptyset = 2$$

$$\alpha = \frac{M_s(G)}{M_s(G + Q)} = 0$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2000}{100 \times 92 \times 14,2} \rightarrow \mu = 0,017 < 0,392 \text{ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,017}) = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,021 = 0,99$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2000}{435 \times 0,99 \times 9} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s} = 0,52 - \frac{2310}{100 \times 435} = 0,47 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_E} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1 \text{ cm}^2$

Choix des armatures $A_s = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$ espacement $e = 18 \text{ cm}$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Choix : $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

1.1.1.1 ELS

Calcul de la position de l'axe neutre :

$$S = \frac{b}{2}y^2 + n A's (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 423,9 = 0 \rightarrow y = 2,48 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n A's (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = 2510,67 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1730 \times 2,48}{2510,67} = 1,7 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 1730}{2510,67} (9 - 2,48) = 67,40 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa C.V.}$$

Les armatures calculées à l'ELU restent maintenues

Vérification au cisaillement

$$T = 1,73 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{1730}{1000 \times 90} = 0,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \text{C.V.}$$

3.3.3. Dessin de ferrailage

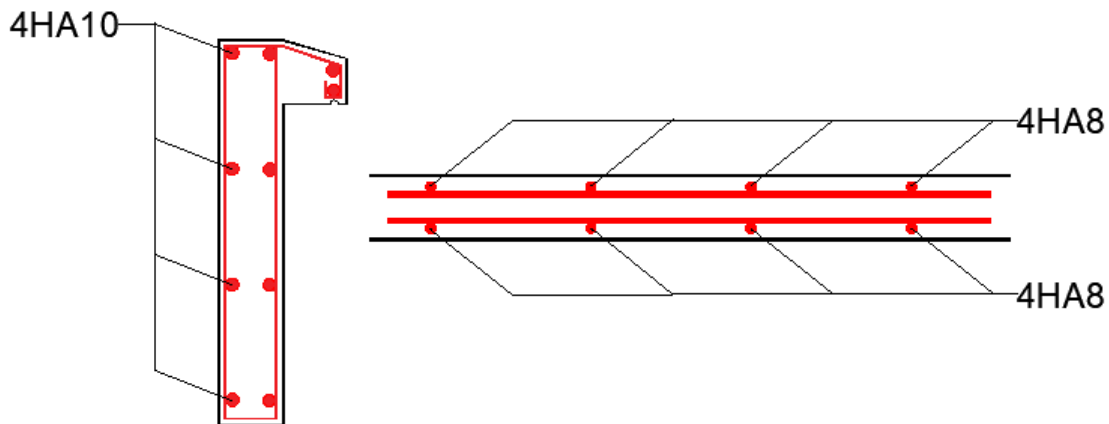


Figure 3-5: Ferrailage d'acrotère

3.4. Escalier

Les escaliers sont des éléments d'ouvrage qui permettent le passage à pied entre les différents Niveaux d'un immeuble qu'ils relient.

3.4.1. Différents éléments de l'escalier

- Emmarchement : largeur de l'escalier qu'on peut emprunter ;
- Giron : distance horizontale entre les nez de deux marches successives ;
- Marche : surface plane de l'escalier où l'on pose les pieds ;
- Contremarche : face verticale reliant, quand elles existent, deux marches successives ;
- Nez de marche : bord extérieur de la marche ;
- Hauteur de marche : distance verticale séparant deux nez de marches successives ;
- Palier : plan horizontal plus large que les marches courantes ;
- Volée : ensemble de marches compris entre deux paliers.

3.4.2. Vérification de la loi de Blondel

On a opté pour des escaliers à volées droites avec palier intermédiaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 19 \text{ cm} \\ g = 25 \text{ cm} \\ ep = 12 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} ; g + 2h = 64 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

3.4.3. Sollicitations de calcul

$$\left\{ \begin{array}{l|l} \text{Paillasse} & \text{Palier} \\ G = 6.7 \text{ KN/m} & G = 4.97 \text{ KN/m} \\ Q = 2.5 \text{ KN/m} & Q = 2.5 \text{ KN/m} \end{array} \right\}$$

On a utilisé le logiciel RDM6 pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants ; les résultats sont consignés ci-dessous :

Tableau 3-2: Les moments et efforts tranchants

Cas	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	T (KN)
ELU	22.	26.251	34.4
ELS	6.65	18.85	24.76

3.4.4. Calcul du ferrailage escalier du RDC

3.4.4.1. En travée

ELU

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9260}{100 \times 116,64 \times 14,2} \rightarrow \mu = 0,158 < 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,158}) = 0,216$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,216 = 0,91$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9260}{435 \times 0,99 \times 9} = 6,14 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_E} = 1,043 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = 6,14 \text{ cm}^2 / ml$

Choix des armatures $A_s = 4HA16 = 8,04 \text{ cm}^2$ espacement $e = 25 \text{ cm}$ (**DTR cba93 a.7.2.4.2 p97**)

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{8,04}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Choix : $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

$e = 25 \text{ cm} \leq \min [3h ; 45] = \min [45 ; 45] \text{ cm} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

ELS

Calcul de la position de l'axe neutre

$$S = \frac{b}{2} y^2 + n A' s (y - c') - n A s (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 120,6y - 1302,5 = 0 \rightarrow y = 4,04 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n A's (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = 7709,11 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{18850 \times 4,04}{7709,11} = 9,88 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 18850}{7709,11} (10,8 - 4,04) = 274,94 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.N.V.}$$

On recalcule les armatures à l'ELS

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 0,008 < 0,392$$

$$K1 = 21,76 ; \beta_1 = 0,864$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_s} = 10,02 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K1} = 9,28 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V.}$$

$$\text{Choix : } 5\text{HA}16 = 10,05 \text{ cm}^2$$

3.4.4.2. En appui :

ELU

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_s} = 0,058 < 0,392 \quad \text{Les armatures de compression ne sont donc pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,075$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = 2,03 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_E} = 1,043 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4\text{T}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min [3h ; 33\text{cm}] = \min [45 ; 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4\text{T}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min [3h ; 45] = \min [45 ; 45] \text{ cm} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

ELS

Calcul de la position de l'axe neutre :

$$S = \frac{b}{2}y^2 + n A's (y - c') - nAs (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 120.6y - 1302.5 = 0 \rightarrow y = 3,21\text{cm}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n A's (y - c')^2 + nAs (d - y)^2$$

$$I = 5008 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6650 \times 3,21}{5008} = 4,26 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{6650 \times 15}{5008} (10,8 - 3,21) = 151,18 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V.}$$

Les armatures calculées à l'ELU restent maintenues

Vérification au cisaillement

$$T = 34,4 \text{ kN}$$

Fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{33400}{1000 \times 108} = 0,32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \text{C.V.}$$

3.4.5. Dessin de ferrailage

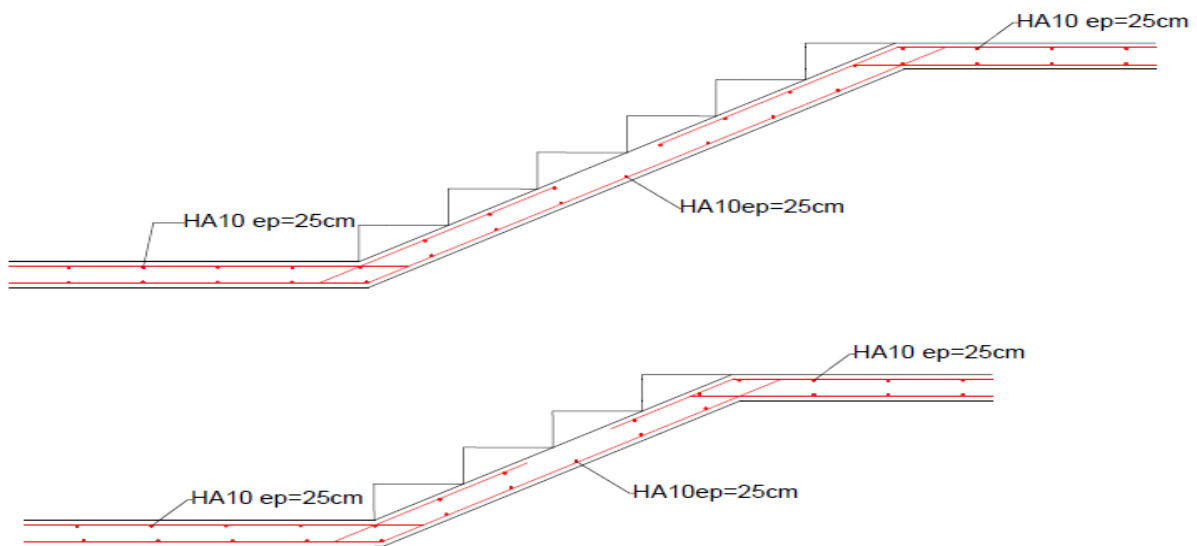


Figure 3-6: Ferrailage des escaliers

Chapitre 4 : Modélisation et vérification RPA

Chapitre 4: MODELISATION ET VERIFICATION RPA

4.1.Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

4.2.Choix de la méthode de calcul

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser soit :

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

4.3.Méthode statique équivalente

4.3.1.Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

4.3.2.Conditions d'application de la MSE

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec : $6H \leq 5m$ en zone I et IIa,

Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a). Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

Remarque : Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

4.4.Méthode dynamique modale spectrale

4.4.1.Principe

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

4.4.2.Les hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90 .

4.4.3.Domaine d'application

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

4.4.4.Détermination des paramètres du spectre de réponse

4.4.4.1.Coefficient d'accélération A

Zone II, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya d'ORAN : RPA99/2003 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A = 0.15**

4.4.4.2.Coefficient de comportement global de la structure R

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 RPA99/2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 3.5**

4.4.4.3.Facteur de qualité Q

Régularité en plan

- ❖ Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- ❖ L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée
- ❖ Perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- ❖ La structure a une forme compacte, et le rapport :
- ❖ Longueur / largeur = $31.7/21.1 = 1.48 < 4$
- ❖ Donc le critère est observé **pq = 0**

Régularité en élévation

La structure est classée régulièrement en élévation **pq = 0**

Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : **pq=0.05**

Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : **pq = 0.10**

Q : Facteur de qualité, défini par : **Q = 1 ± Σ pq**

Tableau 4-1: Les conditions du facteur de qualité

Critère « q »	pq
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
Σ	0.30

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.30$$

Facteur de correction d'amortissement "η"

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ(%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donné par le tableau [4.2] des RPA99/Version 2003.

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend **ξ = 10%**

D'où : **η = 0.764 ≥ 0.7**

4.4.5.Période T1 et T2 du site considérée S2

$$T1 = 0.15 \text{ s}$$

$$T2 = 0.50 \text{ s}$$

4.4.6.Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99/2003V2 003, page 45)

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

4.4.6.1.Détermination des paramètres des combinaisons d'action

ELU = 1.35 × G + 1.5 × Q

ELS = G + Q

G + Q ± 1.2 × E

0.8 × G ± E

4.4.6.2.Estimation de la période fondamentale de la structure

On donc :

$$T = \min \begin{cases} 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}} \\ C_T \times h_n \end{cases}$$

h_n : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.

$C_T = 0.05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

4.3.3.9. Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec : $T_2 = 0.50 \text{ s}$: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

$h_n = 44,46 \text{ m}$

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

4.4.6.3.Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau

$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure ; W_{Qi} : charges d'exploitation

$\beta = 0.2$: Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (Tableau 4.5)

D'après les calculs du logiciel robot nous avons obtenus $W=44204,25\text{Kg}$.

4.4.6.4. Combinaisons d'actions

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Accidentelle :

- $0.8G \mp E$

- $G+Q \mp 1.2E$

4.5. Modélisation

Position des voiles

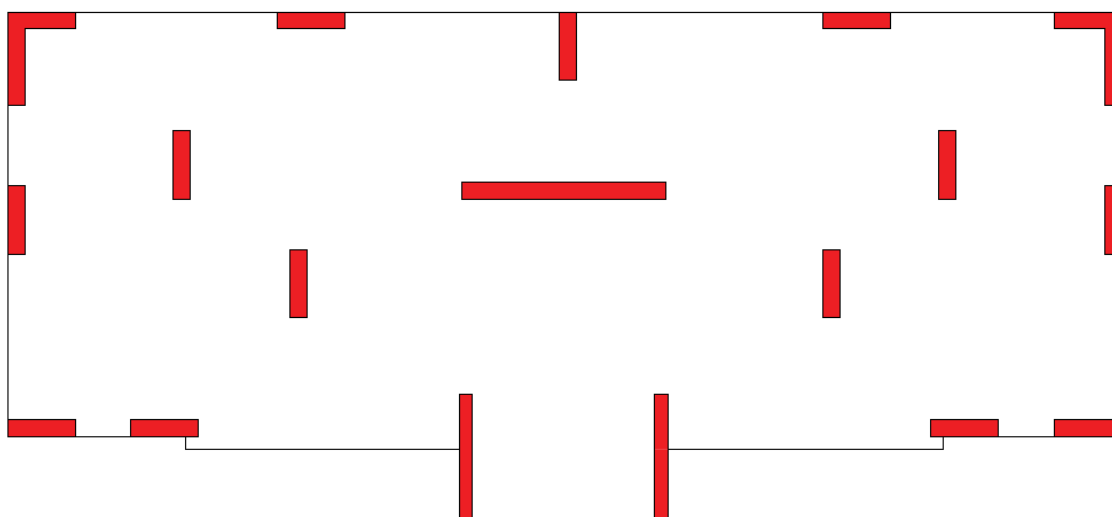


Figure 4-1 Disposition des voiles

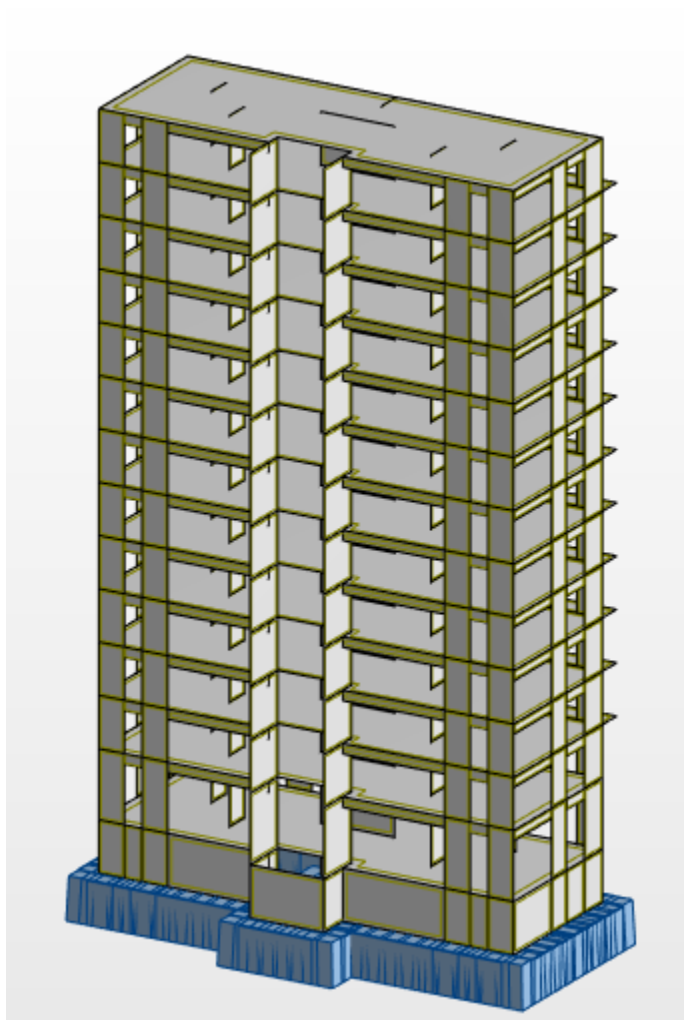


Figure 4-2 vue de la structure modélisée

4.5.1. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

Cette force V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

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

Avec :

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement et de période fondamentale de la structure (T).

Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \begin{cases} 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}} \\ C_T \times h_n \end{cases}$$

C : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

$H_N = 44,46\text{m}$ (Hauteur mesurée 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 considéré :

$D_x = 26,25\text{m}$

$D_y = 14,3\text{m}$

$$T_X = 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{26,25}} = 0,78\text{s}$$

$$T_Y = 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{14,3}} = 1,06\text{s}$$

$$T = C_T \times h_n = 0,86\text{s}$$

$$T_X = \min(0,78; 0,86) = 0,78\text{s}$$

$$T_Y = \min(1,06; 0,86) = 0,86\text{s}$$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$D_x = 1,009$$

$$D_y = 0,946$$

4.5.2.Force sismique V

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = 3331,26 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = 3121,82 \text{ kN}$$

Tableau 4-2: Résultats dynamiques

Cas	Période [sec]	Somme UX	Somme UY	UX [%]	UY [%]
1	0,88	0,04	64,93	0,04	64,93
2	0,78	64,95	64,97	64,91	0,04
3	0,57	65,98	64,98	1,00	0,01
4	0,25	65,99	79,21	0,01	14,23
5	0,23	78,74	79,22	12,74	0,01
6	0,17	78,86	79,22	0,12	0
7	0,12	78,86	84,73	0	5,51
8	0,11	84,08	84,74	5,22	0
9	0,09	84,12	84,74	0,04	0
10	0,08	84,12	88,05	0	3,32
11	0,07	86,95	88,05	2,83	0
12	0,06	86,99	88,05	0,04	0
13	0,05	86,99	90,01	0	1,96
14	0,05	88,45	90,01	1,46	0

15	0,04	88,45	90,01	0	0
16	0,04	88,45	90,02	0	0,01
17	0,04	88,51	90,02	0,06	0
18	0,04	88,51	91,23	0	1,21
19	0,04	88,51	91,23	0	0
20	0,04	88,52	91,23	0,01	0
21	0,04	89,17	91,23	0,64	0
22	0,04	89,28	91,23	0,12	0
23	0,04	89,28	91,23	0	0,01
24	0,03	89,28	91,24	0	0
25	0,03	89,32	91,24	0,03	0
26	0,03	89,32	91,35	0	0,11
27	0,03	89,32	92,1	0	0,75
28	0,03	89,38	92,1	0,07	0
29	0,03	89,38	92,1	0	0
30	0,03	89,38	92,23	0	0,13
31	0,03	89,38	92,23	0	0
32	0,03	89,75	92,23	0,37	0
33	0,03	89,87	92,23	0,12	0
34	0,03	89,87	92,24	0	0,01
35	0,03	89,87	92,26	0	0,02
36	0,03	89,87	93,26	0	1
37	0,03	89,91	93,26	0,04	0
38	0,03	90,07	93,26	0,17	0
39	0,03	90,07	93,26	0	0
40	0,03	90,32	93,26	0,25	0

Le calcul terminé, nous avons d'après les résultats :

$Temp < T_{dyn} < 1,3Temp$

Le premier mode est une translation suivant y ;

- Le deuxième, une translation suivant x ;

- Le troisième, une torsion ;

- Les facteurs de participation massiques dépassent les 90% au 14ème mode sens x et au 38ème mode pour le sens y.

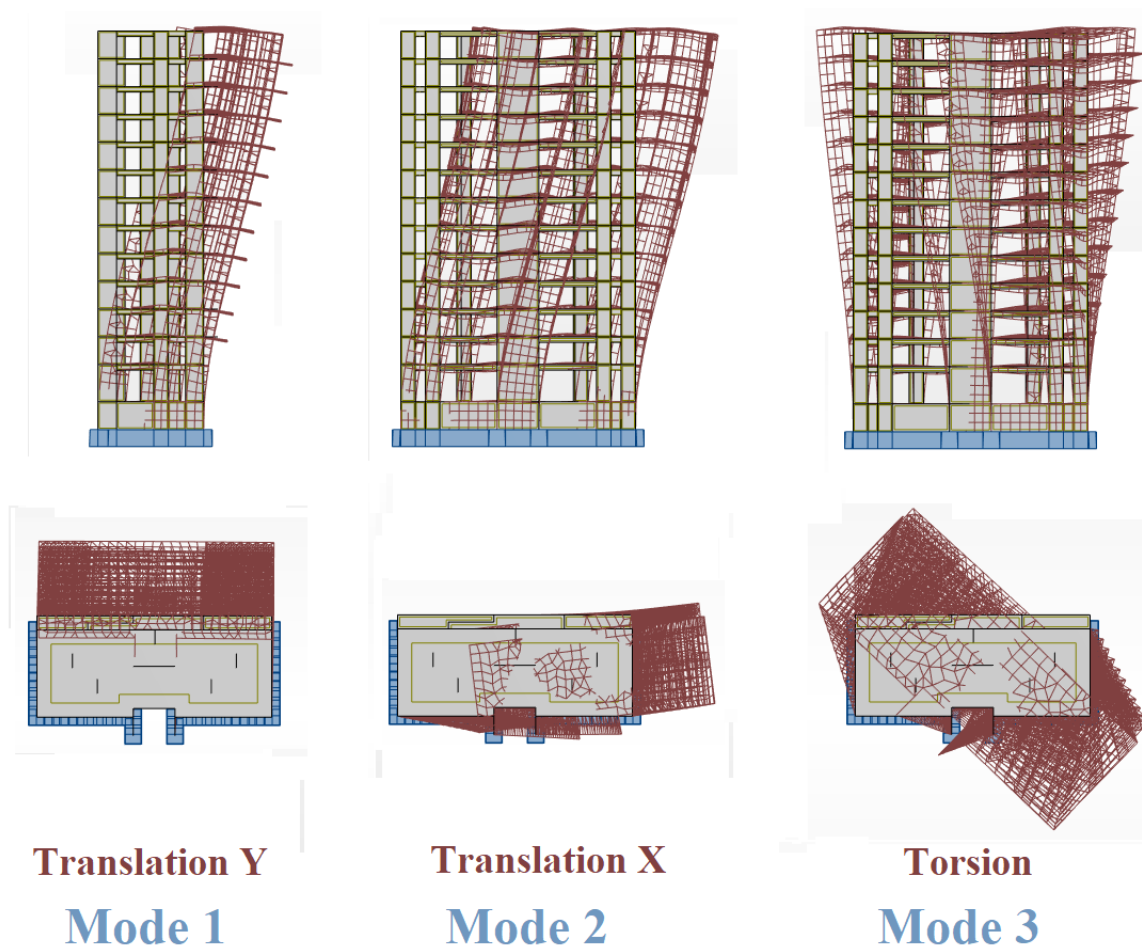


Figure 4-3 : La déformée des 3 premier modes

4.5.3. Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ' $V_t > 0,8V$ '.

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

$$r = \frac{0,8V}{V_t} \quad (\text{RPA99/2003V2003 page 36})$$

Où :

V_t : tiré du logiciel de calcul (modale spectrale)

V : obtenu par la méthode statique équivalente

Tableau 4-3 résultante des forces sismique

Sens	Vt (KN)	0,8Vt	V (KN)	0,8Vt≤V
X	3331,26	2665,00	2925,22	ok
Y	3121,82	2497,46	2793,04	ok

Nous avons la résultante de la force sismique obtenue par le logiciel supérieur à 80% de la force sismique calculée par la méthode statique équivalente dans les deux directions. Condition vérifiée.

4.5.4. Evaluation des excentricités

Nous avons à calculer selon le RPA les excentricités théorique et accidentelle suivant les directions x et y puis procéder au calcul avec la plus grande des deux valeurs.

- Excentricité théorique

$$\begin{cases} E_x = X_m - X_t \\ E_y = Y_m - Y_t \end{cases}$$

X_m ; Y_m : coordonnées du centre de masse ;

X_t ; Y_t : coordonnées du centre de torsion ;

- Excentricité accidentelle

$$\begin{cases} E_{acc_x} = 0.05 \times \max(L_x, L_y) = 1,3125m \\ E_{acc_y} = 0.05 \times \max(L_x, L_y) = 1,3125m \end{cases}$$

L_x ; L_y : dimensions de la structure en plan (26,25m ; 14,3m)

Tableau 4-4 Evaluation des excentricités

Niveau	G (X_m, Y_m)	R (X_t, Y_t)	$e_{x_{th}}$	$e_{y_{th}}$	e_{acc_x}	e_x adopté	e_y adoptée
1	11,13 7,04 2,22	11,12 6,66 2,16	0,00	0,38	1,3125	1,3125	1,3125
2	11,14 6,98 6,31	11,12 7,53 6,23	0,02	0,55	1,3125	1,3125	1,3125
3	11,14 7,44 9,61	11,12 7,57 9,53	0,02	0,13	1,3125	1,3125	1,3125
4	11,14 7,48 12,67	11,12 7,58 12,64	0,02	0,10	1,3125	1,3125	1,3125
5	11,13 7,47 15,78	11,12 7,58 15,70	0,02	0,10	1,3125	1,3125	1,3125
6	11,13 7,47 18,84	11,12 7,58 18,76	0,02	0,10	1,3125	1,3125	1,3125
7	11,13 7,47 21,90	11,12 7,58 21,82	0,02	0,10	1,3125	1,3125	1,3125
8	11,13 7,51 25,01	11,12 6,31 24,94	0,01	1,20	1,3125	1,3125	1,3125
9	11,13 7,51 28,07	11,12 6,31 28,00	0,01	1,20	1,3125	1,3125	1,3125
10	11,13 7,51 31,13	11,12 6,31 31,06	0,01	1,20	1,3125	1,3125	1,3125
11	11,13 7,51 34,19	11,12 6,29 34,12	0,01	1,22	1,3125	1,3125	1,3125
12	11,13 7,51 37,25	11,12 6,29 37,18	0,01	1,22	1,3125	1,3125	1,3125
13	11,13 7,51 40,31	11,12 6,29 40,24	0,01	1,22	1,3125	1,3125	1,3125
14	11,13 7,01 43,42	11,12 6,68 43,37	0,01	0,34	1,3125	1,3125	1,3125

4.5.5. Vérification des déplacements inter-étages

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta k \times R \leq \frac{hk}{100}$$

Δk : déplacement relatif à l'étage k par rapport au niveau k-1.

R : coefficient de comportement.

Hk : hauteur de l'étage k.

Tableau 4-5 vérification déplacement inter-étages

Niveau	H mm	Δk_x cm	Δk_y cm	$R \times k_x$ cm	$R \times k_y$ cm	0.01h mm	Observation $\Delta k_x < 0,01h$	Observation $\Delta k_x < 0,01h$
1	3060	0	0,1	0	0,35	30,6	vérifiée	vérifiée
2	4080	0,4	0,5	1,4	1,75	40,8	vérifiée	vérifiée
3	3060	0,4	0,5	1,4	1,75	30,6	vérifiée	vérifiée
4	3060	0,5	0,6	1,75	2,1	30,6	vérifiée	vérifiée
5	3060	0,6	0,7	2,1	2,45	30,6	vérifiée	vérifiée
6	3060	0,6	0,7	2,1	2,45	30,6	vérifiée	vérifiée
7	3060	0,6	0,7	2,1	2,45	30,6	vérifiée	vérifiée
8	3060	0,6	0,7	2,1	2,45	30,6	vérifiée	vérifiée
9	3060	0,6	0,7	2,1	2,45	30,6	vérifiée	vérifiée
10	3060	0,6	0,7	2,1	2,45	30,6	vérifiée	vérifiée
11	3060	0,5	0,7	1,75	2,45	30,6	vérifiée	vérifiée
12	3060	0,5	0,6	1,75	2,1	30,6	vérifiée	vérifiée
13	3060	0,4	0,6	1,4	2,1	30,6	vérifiée	vérifiée
14	3060	0,4	0,5	1,4	1,75	30,6	vérifiée	vérifiée

4.5.6. Vérification effet P-delta

Les effets du second ordre ou effet P- peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k ;

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k ;

Δ : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 ;

h_k : hauteur du niveau k.

Tableau 4-6 : vérification effets du second ordre sens x-x

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-43585,5	0	2925,71	3,06	0	OK
2	-38723,36	0,4	2914,23	4,08	0,013027139	OK
3	-34859,06	0,4	2814,55	3,06	0,016189941	OK
4	-31749,99	0,5	2705,39	3,06	0,019176189	OK
5	-29019,69	0,6	2587,25	3,06	0,021992986	OK
6	-26029,83	0,6	2438,95	3,06	0,02092658	OK
7	-23039,97	0,6	2276,55	3,06	0,019844243	OK
8	-20075,84	0,6	2104,99	3,06	0,018700513	OK
9	-17230,85	0,6	1926,8	3,06	0,017534763	OK

10	-14385,86	0,6	1730,27	3,06	0,016302409	OK
11	-11540,88	0,5	1507,66	3,06	0,012507891	OK
12	-8695,89	0,5	1249,04	3,06	0,011375913	OK
13	-5850,9	0,4	938,91	3,06	0,008145866	OK
14	-3005,92	0,4	544,99	3,06	0,00720987	OK

Tableau 4-7 : vérification des effets du second ordre sens y-y

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-43585,53	0,1	2792,59	3,06	0,005100511	OK
2	-38723,36	0,5	2757,97	4,08	0,017206532	OK
3	-34859,06	0,5	2647,21	3,06	0,021516709	OK
4	-31749,99	0,6	2531,73	3,06	0,024589858	OK
5	-29019,69	0,7	2410,59	3,06	0,027538865	OK
6	-26029,83	0,7	2261,62	3,06	0,026328633	OK
7	-23039,97	0,7	2106,67	3,06	0,025018543	OK
8	-20075,84	0,7	1950,69	3,06	0,023543015	OK
9	-17230,85	0,7	1796,91	3,06	0,021935977	OK
10	-14385,86	0,7	1629,38	3,06	0,020197149	OK
11	-11540,88	0,7	1437,25	3,06	0,018368903	OK
12	-8695,89	0,6	1205,22	3,06	0,014147429	OK
13	-5850,9	0,6	916,35	3,06	0,012519619	OK
14	-3005,92	0,5	539,23	3,06	0,009108607	OK

La structure est stable vis-à-vis de l'effet P-delta.

Condition vérifiée

4.5.7. Distribution de l'effort tranchant à la base

Une part de l'effort tranchant V_t est appliquée au sommet du bâtiment dans les conditions suivantes :

$$\begin{cases} Ft = 0 \text{ si } T \leq 0,7s \\ Ft = 0.07TV \text{ si } 0,7 \end{cases}$$

Le reste est distribué à chaque niveau par :

$$F_n = (V - Ft) \frac{W_n \times H_n}{\sum W_i \times H_i}$$

F_n : force horizontale appliquée au niveau n ;

W_n : Masse au niveau n ;

H_n : hauteur du niveau n ;

i : variant de 1 à n .

Les résultats de notre calcul sont inscrits dans le tableau ci-dessous.

Tableau 4-8 répartition de la force sismique selon la hauteur

Étage	W_i	H_i	$W_i \times H_i$	$W_i H_i / \sum w_i h_i$	F_{tx}	F_{ty}	F_{ix}	F_{iy}
1	456961,47	3,06	1398302,1	0,0157	152,499	172,051	50,109	46,499
2	361362,62	7,14	2580129,11	0,0290	152,499	172,051	92,461	85,801
3	281032,82	10,2	2866534,76	0,0323	152,499	172,051	102,725	95,325
4	266260,23	13,26	3530610,65	0,0398	152,499	172,051	126,523	117,409
5	266260,23	16,32	4345366,95	0,0489	152,499	172,051	155,721	144,503
6	266260,23	19,38	5160123,26	0,0581	152,499	172,051	184,919	171,597
7	266260,23	22,44	5974879,56	0,0673	152,499	172,051	214,116	198,692
8	251487,65	25,5	6412935,08	0,0722	152,499	172,051	229,815	213,259
9	251487,65	28,56	7182487,28	0,0809	152,499	172,051	257,392	238,850
10	251487,65	31,62	7952039,49	0,0896	152,499	172,051	284,970	264,441
11	251487,65	34,68	8721591,7	0,0983	152,499	172,051	312,548	290,033
12	251487,65	37,74	9491143,91	0,1069	152,499	172,051	340,126	315,624
13	251487,65	40,8	10260696,1	0,1156	152,499	172,051	367,704	341,215
14	292423,89	43,86	12825711,8	0,1445	152,499	172,051	459,624	426,514

4.5.8. Conclusion

Les vérifications du comportement de la structure vis-à-vis du séisme sont terminés, nous avons obtenu des résultats satisfaisants en matière de disposition, rigidité, déplacement et effort sismique, nous pouvons donc procéder à l'étape suivante.

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

Chapitre 5: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1.Introduction

Après avoir modélisé la structure et vérifié qu'elle est en sécurité vis-à-vis des actions sismiques, nous nous proposons de calculer la quantité d'acier nécessaire à la résistance et à la stabilité des différents éléments structuraux de notre ouvrage.

Le logiciel ROBOT nous fournit les efforts internes des différents éléments pour chaque combinaison d'action.

Le plancher et les poutres d'extrémité sont soumis à des moments fléchissant, ils seront calculés en flexion simple.

Les voiles, à des moments fléchissant et effort normal, ils seront calculés en flexion composée.

Les calculs seront faits avec les règlements du béton armé CBA93, BAEL91-99 et RPA99/2003.

5.2.Plancher

Nous allons procéder au ferrailage de la dalle pleine des étages à l'aide du logiciel Robot 2023 et Robot expert 2009. Le calcul se fait en flexion simple.

Par cartographie on tire les moments fléchissant maximum du sens x et sens y.

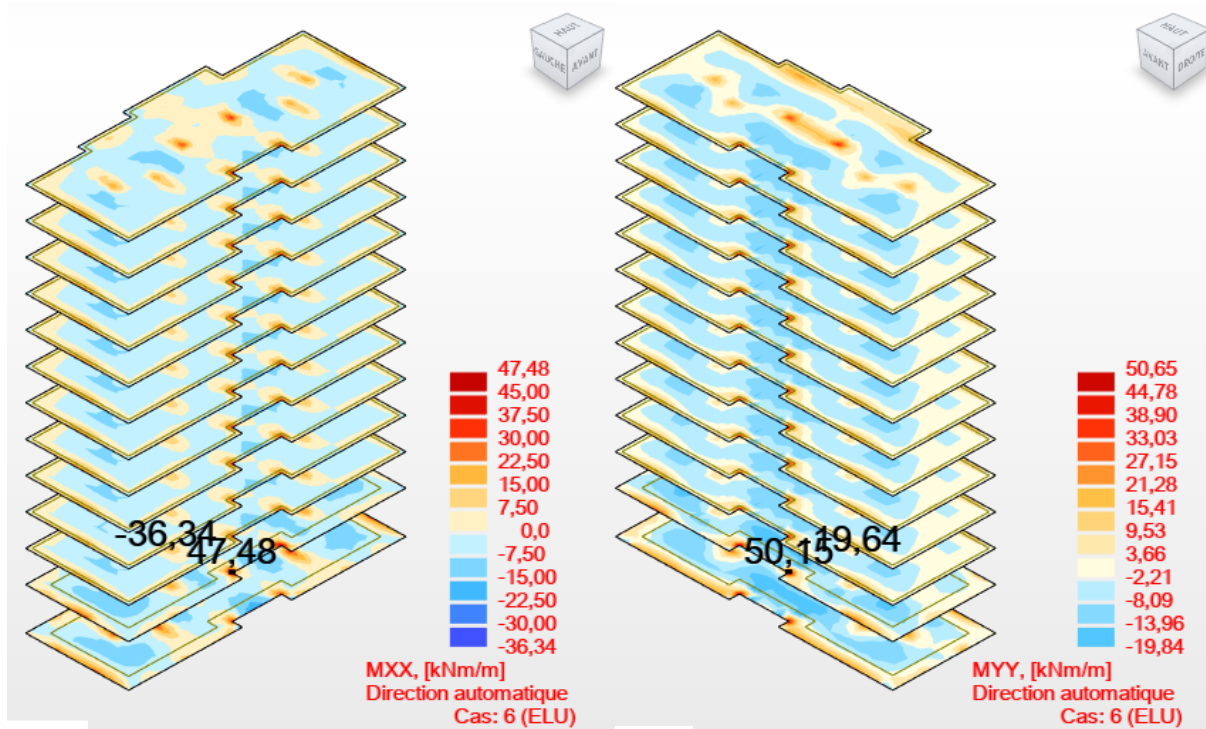


Figure 5-1: résultats de cartographie

Tableau 5-1: Les moments max du plancher

Sens	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
X-X	47,48	34,61
Y-Y	50,15	36,56

Par Robot Expert BAEL99 on calcul les sections de ferrailage pour une bande de 1 m de la dalle en flexion simple.

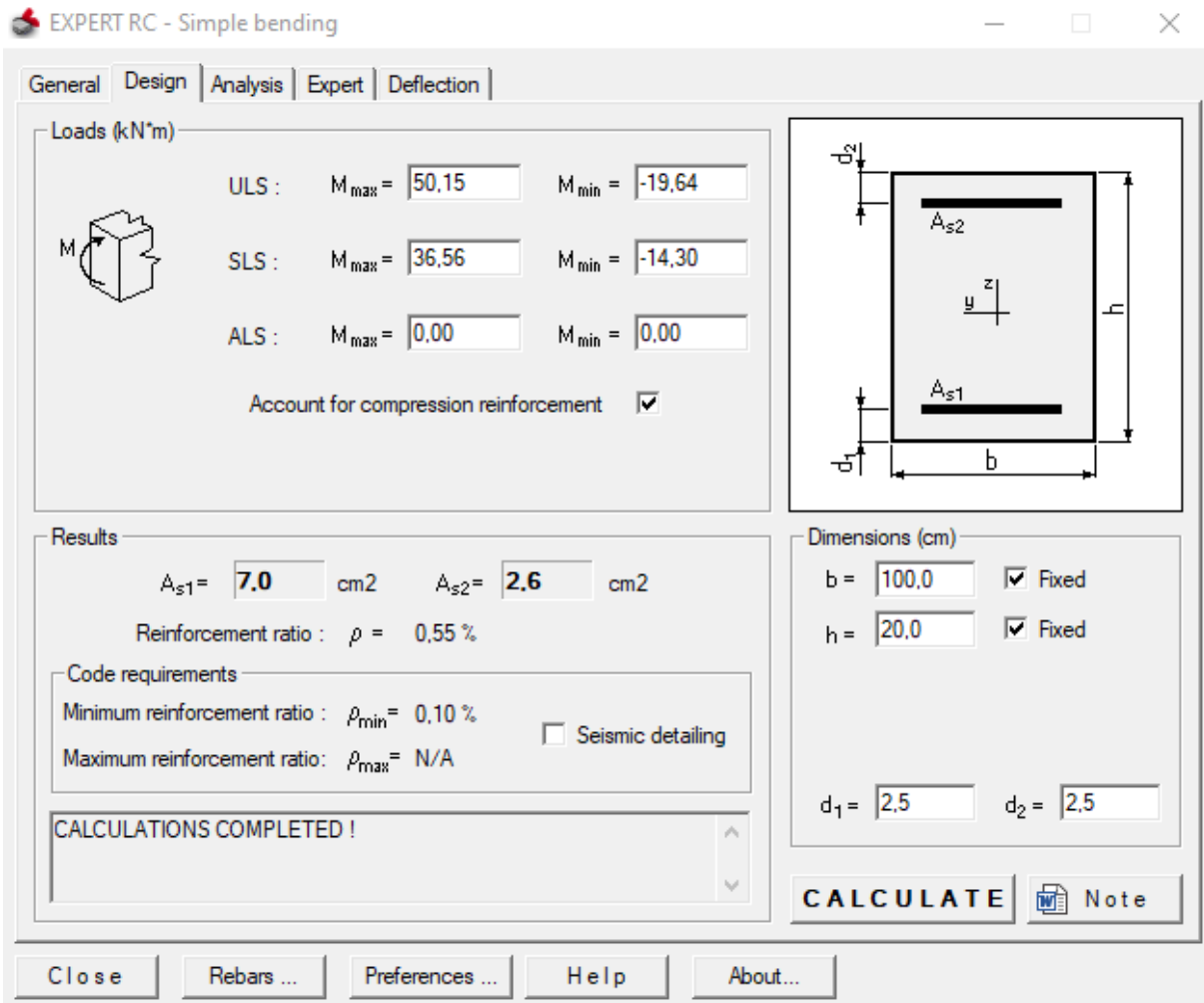


Figure 5-2: Robot expert calcul les sections

Tableau 5-2: Choix des armatures

Sens	A calculé	A min	Choix	A choix
X-X	6,6	1,8	7HA12	7,92
Y-Y	7,0	1,8	7HA12	7,92

5.2.1. Les vérifications

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_E} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{500} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2,32 \text{ cm}^2 < A_{choix} = 7,92 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V.}$$

Espacement des barres

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$St \leq \min (2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$St \leq \min (40 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{C.V.}$$

Calcul de la position de l'axe neutre

$$S = \frac{b}{2} y^2 + n A's (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$S = 50 y^2 + 15 \times 7,92 (y - 2,5) - 15 \times 7,92 (17,5 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 237,6 y - 1782 = 0 \rightarrow y = 4,04 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A's (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = 24002,90 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{36000 \times 4,04}{24002,90} = 6,059 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{36000 \times 15}{24002,90} (17,5 - 4,04) = 302,81 \text{ MPa} > 201,63 \text{ MPa}$$

5.2.2. Les renforcements

A cause de l'excès de moment sur la dalle pleine au niveau des voiles on choisit de renforcer le ferrailage de la dalle par des nappes d'armatures supplémentaire attaché aux armatures filantes du ferrailage principale de la dalle comme montrer dans le plan suivant :

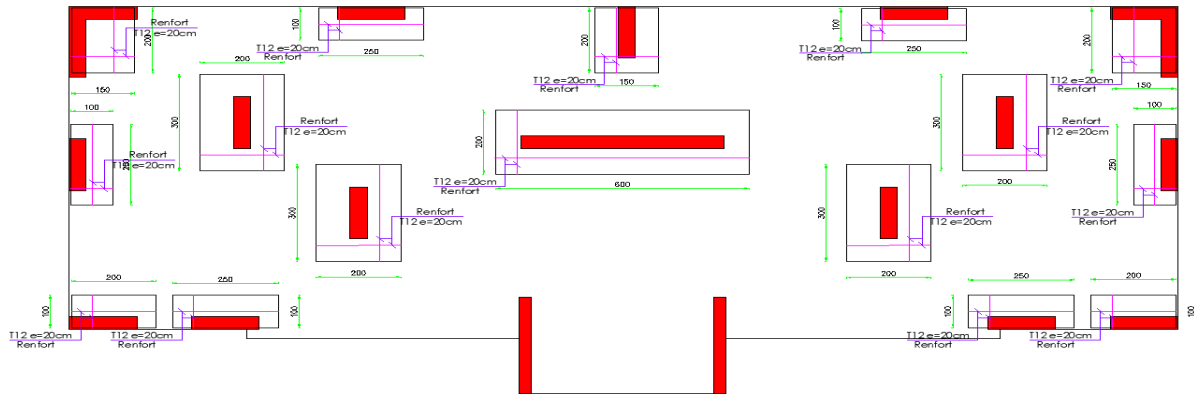


Figure 5-3: Plan de ferrailage des renforcements de la dalle

5.3.Poutre noyée

Les poutres noyées sont ajoutées pour éviter le poinçonnement de la dalle. Calculé en flexion simple.

B= 50cm

H= 20cm

Choix : 4HA16, espacement = 15 cm

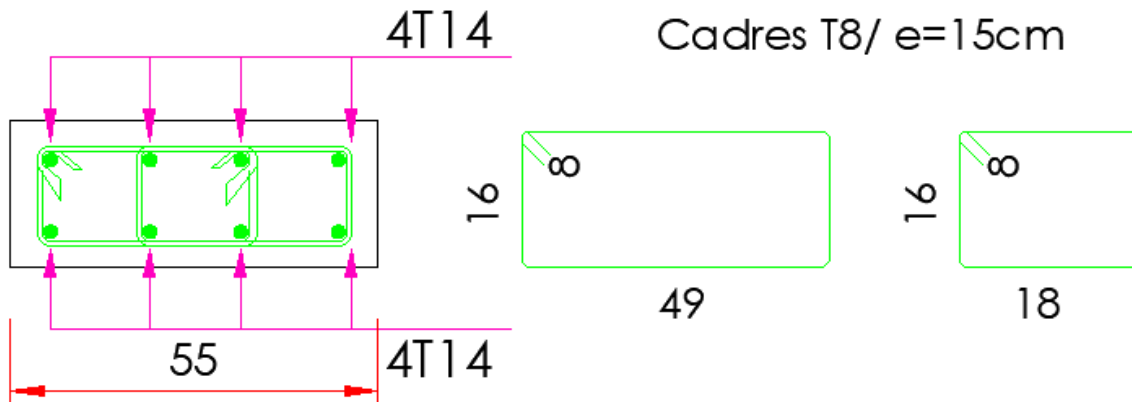


Figure 5-4: Ferrailage des poutres noyé

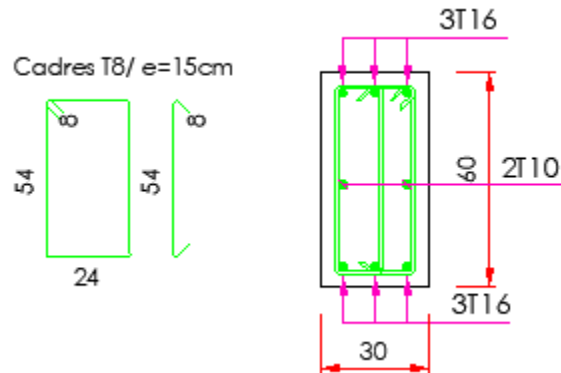


Figure 5-5: Ferrailage des poutres extrêmes

5.4.Poutre d'extrémité

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de la RPA99/2003/version 2003.

Tableau 5-3: Les moments et efforts tranchants

Cas	Sollicitations	Moment	Effort tranchant
ELU	Mtu	55,26	118,77
	Mau	-131,44	-134,79
ELS	Mts	40,14	85,93
	Mas	-95,00	-97,49

5.4.1.Calcul du ferrailage

$$b = 30\text{cm} \quad h = 60\text{cm} \quad L = 6\text{m}$$

$$c' = 6\text{cm} \quad d = 54\text{cm}$$

5.4.1.1.Travée

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{55260}{30 \cdot 54^2 \cdot 14,2} = 0,044 < 0,392$$

Donc : Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044}) = 0,056$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,101 = 0,977$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ Mpa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 30 \times 54 \times \frac{2,1}{500} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2,4 \text{ cm}^2$$

Choix : **3HA16** (A= 3.39cm²)

5.4.1.2.Appuis

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{131440}{30.54^2.14,2} = 0,104 < 0,392$ Donc : Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044}) = 0,137$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,137 = 0,94$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ Mpa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = 5,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 30 \times 54 \times \frac{2,1}{500} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2,4 \text{ cm}^2$$

Choix : **3HA16** (A= 6.03cm²)

5.4.2.Vérification

Calcul de la position de l'axe neutre

$$S = \frac{b}{2}y^2 + n A's (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$S = 15y^2 + 15 \times 3,39(y - 6) - 15 \times 6,03 (54 - y) = 0$$

$$15y^2 + 141,3y - 4884,3 = 0 \rightarrow y = 13,93 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n A's (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = 175414,4 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{40140 \times 6,91}{175414,4} = 3,20 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{40140 \times 15}{175414,4} (54 - 14) = 137,29 \text{ MPa} > 201,63 \text{ MPa}$$

5.5.Voiles

5.5.1.Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le Règlement parasismique Algérien RPA99/2003/version 2003. Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celle du vent ainsi que les forces dues aux charges verticales. Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

1. Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
2. Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge Sismique.

5.5.2. Combinaison de charge

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA99/2003 version 2003) les combinaisons Considérées pour les voiles sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

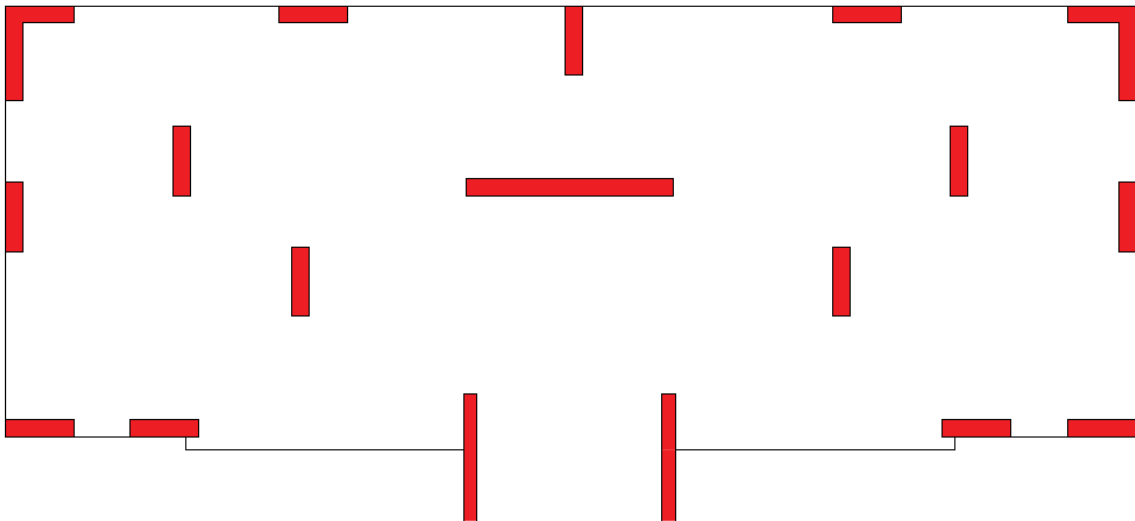


Figure 5-6: Disposition des voiles

Les moments fléchissant et les efforts tranchants et normaux sont déjà calculés par le logiciel Robot. Alors, on a procédé au calcul des sections de ferrailages par le Robot aussi. On applique les paramètres de calcul suivants aux voiles :

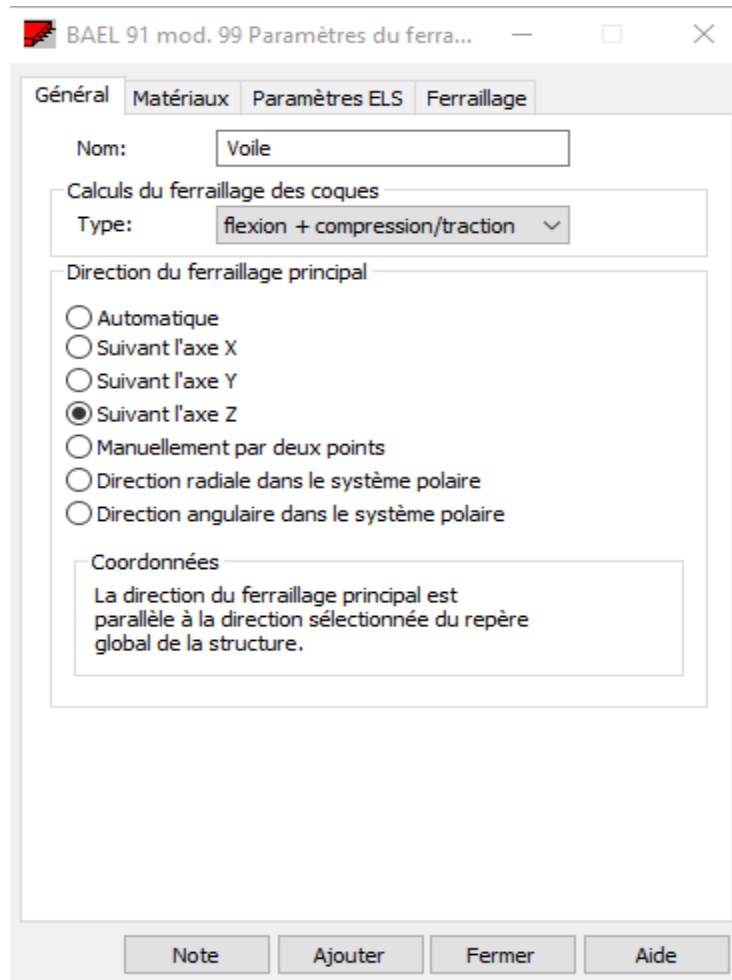


Figure 5-7: Paramètres Voile

Le ferraillage vertical est nommé Ax principale et le ferraillage horizontal est nommé Ay perpendiculaire. Les résultats sont présentés par cartographie.

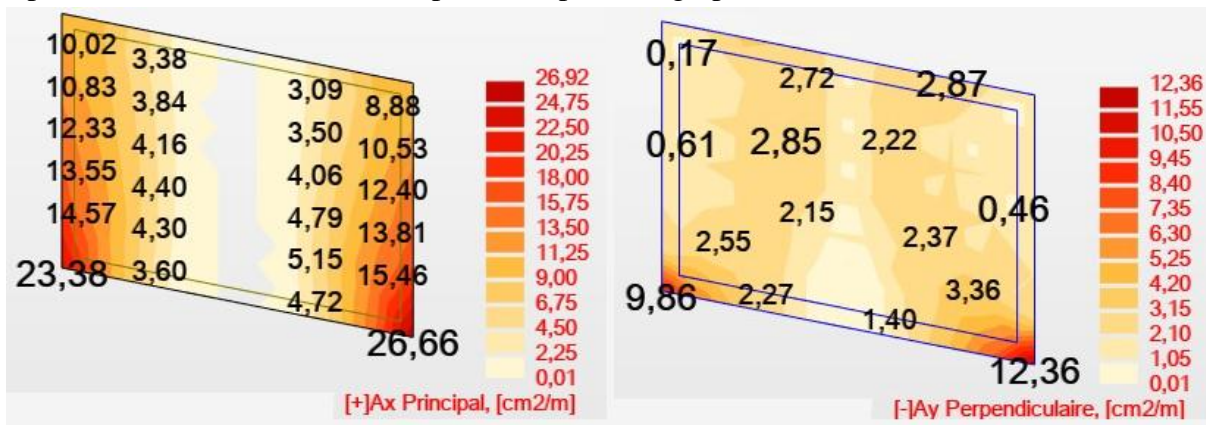


Figure 5-8: Cartographie Zone 1

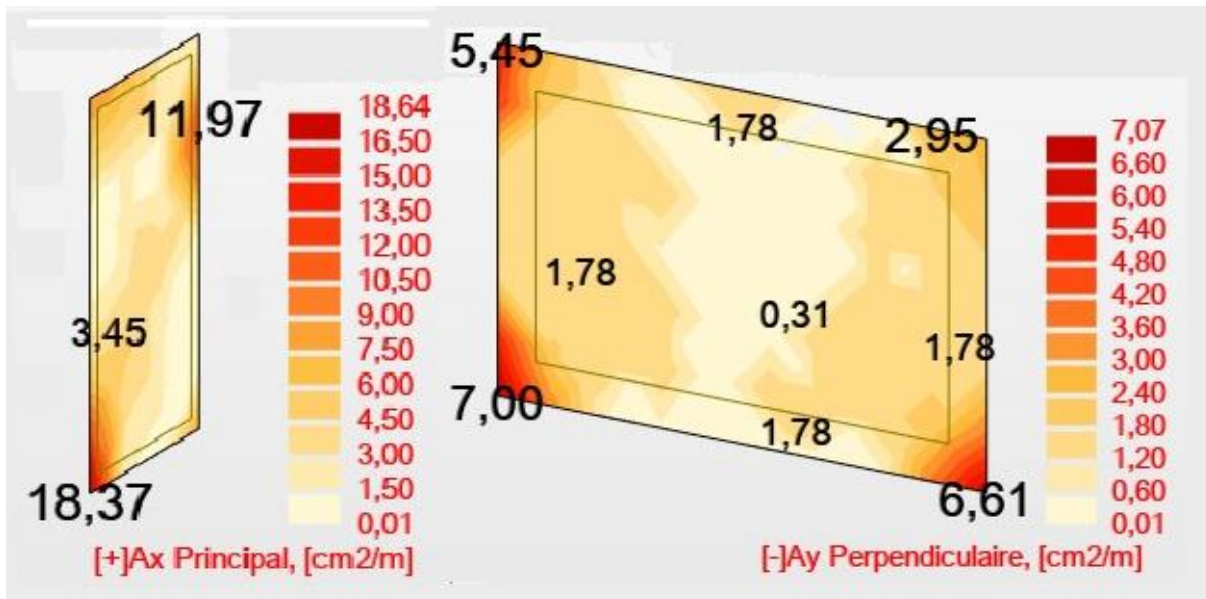


Figure 5-9: Cartographie Zone 2

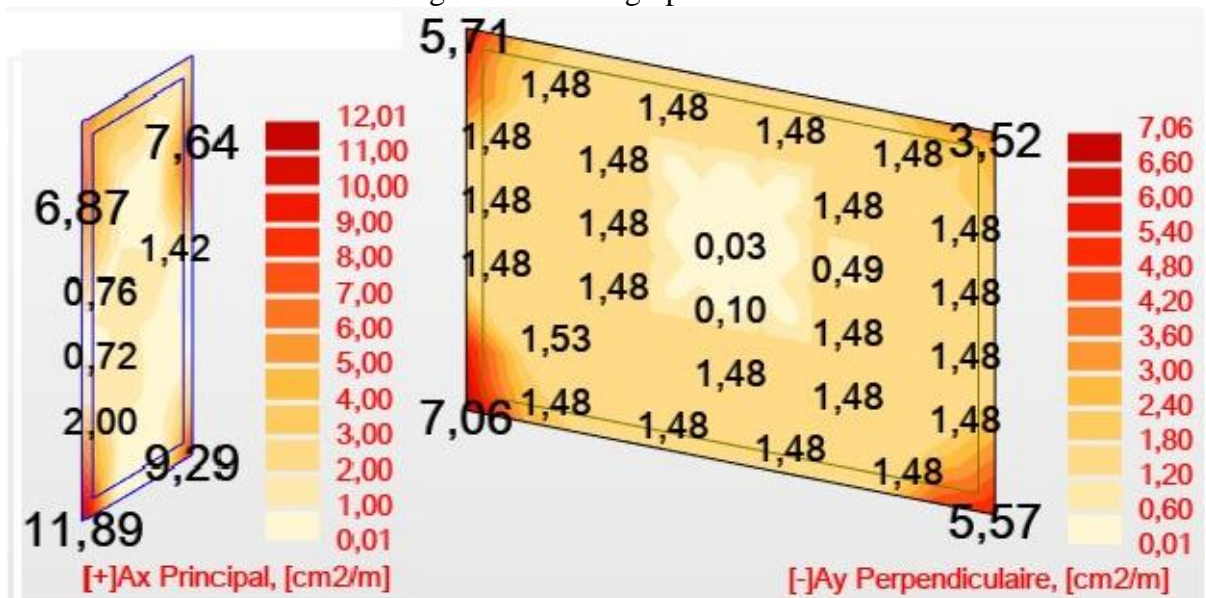


Figure 5-10: Cartographie Zone 3

Tableau 5-4: Sections des armatures des voiles

Epaisseur (cm)	40	35	30
Ax (cm ² /m)	26,92	18,64	12,01
Ay (cm ² /m)	12,36	7,07	7,06

5.5.3. Dessin de ferrailage

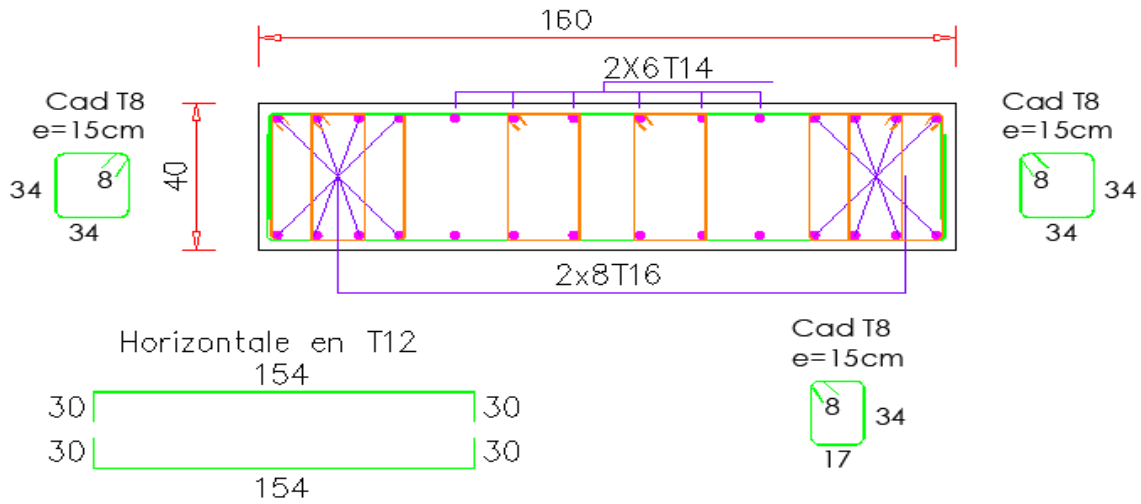


Figure 5-12: Ferrailage Voile 1,6m

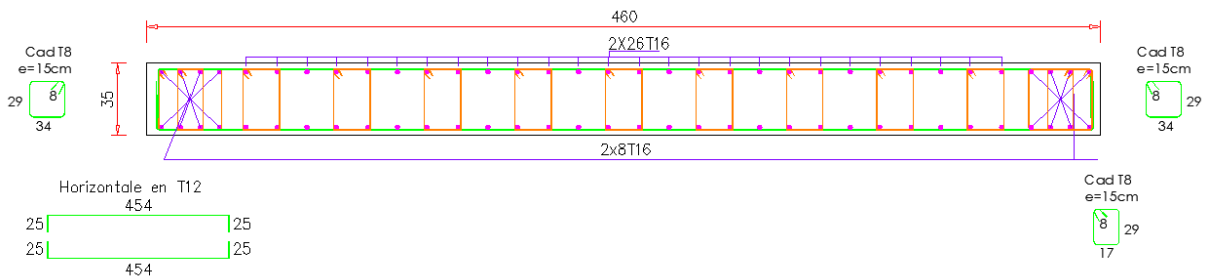


Figure 5-13: Ferrailage Voile 4,6m

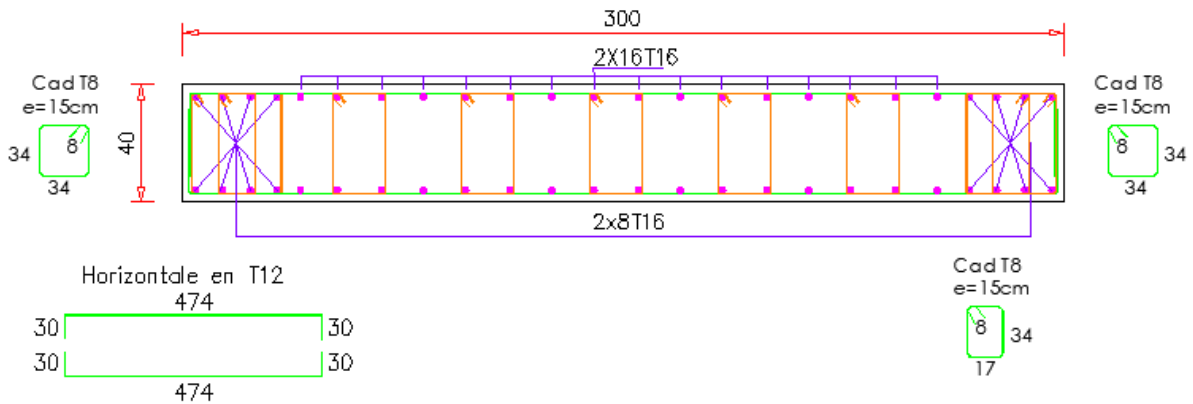


Figure 5-14: Ferrailage Voile 3m

Chapitre 6 : Infrastructure

Chapitre 6: INFRASTRUCTURE

6.1.Introduction

La conception et la construction des fondations est cruciale pour assurer la stabilité de la structure à long terme. Dans ce chapitre nous nous fixons comme objectif de choisir le type de fondation convenable, déterminer ses dimensions et de la quantité d'acier nécessaire. Il existe des fondations superficielles, semi-profondes et profondes. Le choix reposera sur la nature du sol, la charge à supporter et la géométrie de la structure.

Il y a lieu d'envisager en premier lieu les fondations superficielles de type :

- Semelle filante ;
- Radier général ;
- Fondation profonde.

6.2.Choix du type de fondation

Nous nous intéressons au radier. Il consiste en une dalle de béton armé coulée directement sur le sol avec ou non des nervures, il est considéré comme un plancher renversé.

6.2.1.Avantage du radier

Le poids de la dalle est reparti sur une grande surface ce qui permet de réduire la pression du sol et de minimiser le risque d'affaissement.

Il présente une facilité d'exécution par rapport aux autres fondations : peu de coffrage, ne nécessite pas une importante excavation. **Avantage du radier** Le poids de la dalle est reparti sur une grande surface ce qui permet de réduire la pression du sol et de minimiser le risque d'affaissement. Il présente une facilité d'exécution par rapport aux autres fondations : peu de coffrage, ne nécessite pas une importante excavation.

6.2.1.1.Pré dimensionnement

Il fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont les murs voiles et soumis à l'action du sol agissant du bas vers le haut de manière uniforme : il est supposé infiniment rigide. Son épaisseur doit satisfaire aux conditions :

- De rigidité ;
- Forfaitaire ;
- De non poinçonnement ;
- De non cisaillement.

Condition de rigidité

$$Le \geq \frac{2Lmax}{\pi} \text{ et } Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

Le : longueur élastique du radier ;

L_{max} : longueur du panneau le plus sollicité = 6,35m

E : module de Young = $3.2 \cdot 10^6$ MPa ;

I : moment d'inertie du radier

K : coefficient d'élasticité du sol = 15000 kN/m^3

B : largeur du panneau le plus sollicité = 4.00m

Nous obtiendrons en remplaçant :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \times \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 15000}{3,2 \times 10^6} \times \left(\frac{2 \times 4}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq 83 \text{ cm}$$

On prend : $h = 90 \text{ cm}$

Condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow \frac{6,35}{8} \leq h \leq \frac{6,35}{5} = 0,79 \text{ m} \leq h \leq 1,27 \text{ m}$$

Condition de non cisaillement

Pour le panneau le plus sollicité : $L_x = 4,00 \text{ m}$ et $L_y = 6,35 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,00}{6,35} = 0,62 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte dans les deux sens}$$

$$T_x = q \times \frac{L_x \times L_y}{2L_x + L_y} \text{ et } T_y = \frac{q \times L_x}{3}$$

$$q = \frac{N}{S_b} = \frac{46\,540}{459} = 102 \text{ KN/m}^2 \begin{cases} T_x = 180,54 \text{ KN/m} \\ T_y = 136 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$T_{max} = T_x = 180,54 \text{ KN/m}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{T_{max}}{b \times 0,9h}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$h \geq \frac{T_{max}}{0,9b \times \bar{\tau}_u} = \frac{180,54}{0,9 \times 1 \times 2500} = 0,08 \text{ m}$$

Condition de non poinçonnement

$$N_u \leq 0,045 U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma b}$$

N_u : charge maximale appliquée par les voiles sur le radier (ELU) ;

$N_u = 597,14 \text{ KN}$ localisé au voile (0.4x2.2)

U_c : périmètre cisailé dans le plan moyen du radier ;

$$U_c = 2(a_1 + b_1) \text{ avec } \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$597,14 < 0,045 \times (4 \times h + 2,6) \times h \times \frac{25 \times 10^3}{1,5}$$

$$3000h^2 + 1950 - 597,14 \geq 0$$

$$h \geq 0,22m$$

Les conditions sont tout satisfaites.

6.2.1.2. Caractéristiques du radier

$$h_{\text{radier}} = 100 \text{ cm}$$

$$S = 329,6525 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre : } Gr = \gamma b \times h \times S = 25 \times 1 \times 330 = 8250 \text{ KN}$$

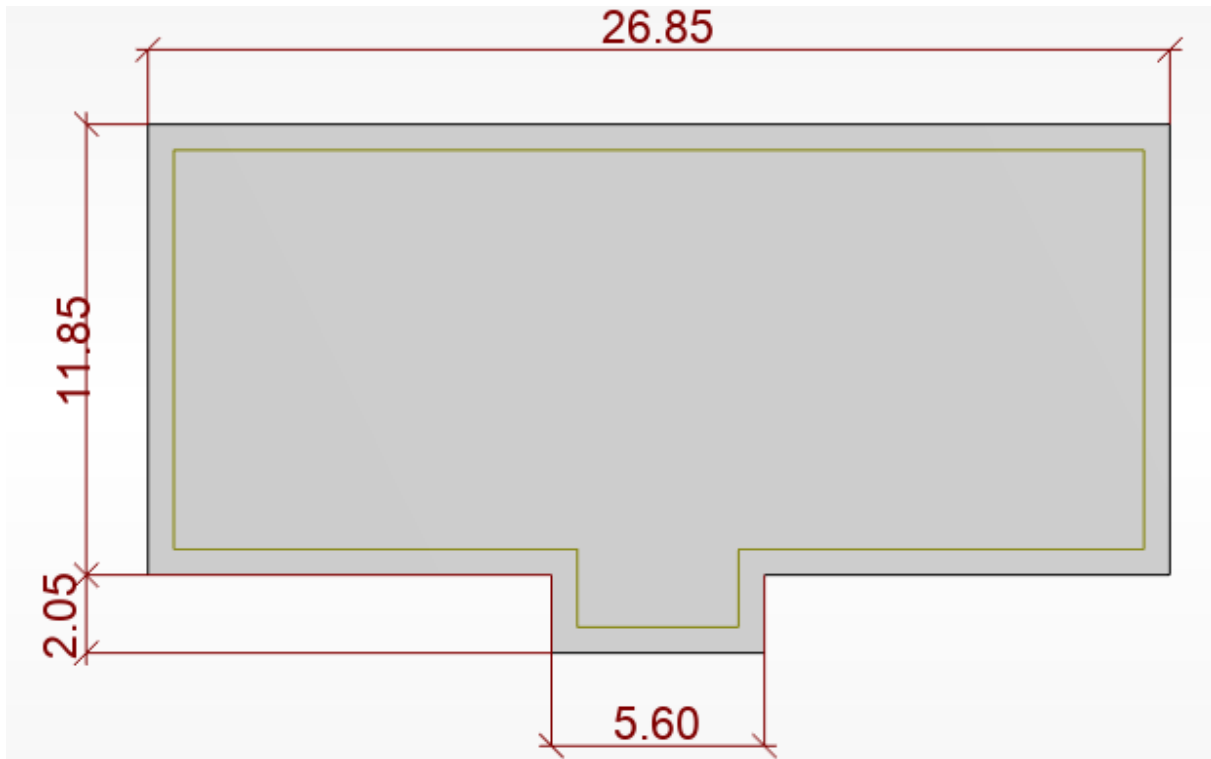


Figure 6-1: Dimensions du radier en mètre

Vérification des contraintes

Les contraintes calculées sous le radier doivent rester inférieures à la contrainte admissible du sol qu'on va majorer avec un coefficient de 1.5

$$\sigma_{\text{sol}} = 5 \text{ Mpa} ; 1,5\sigma_{\text{sol}} = 7,5 \text{ Mpa}$$

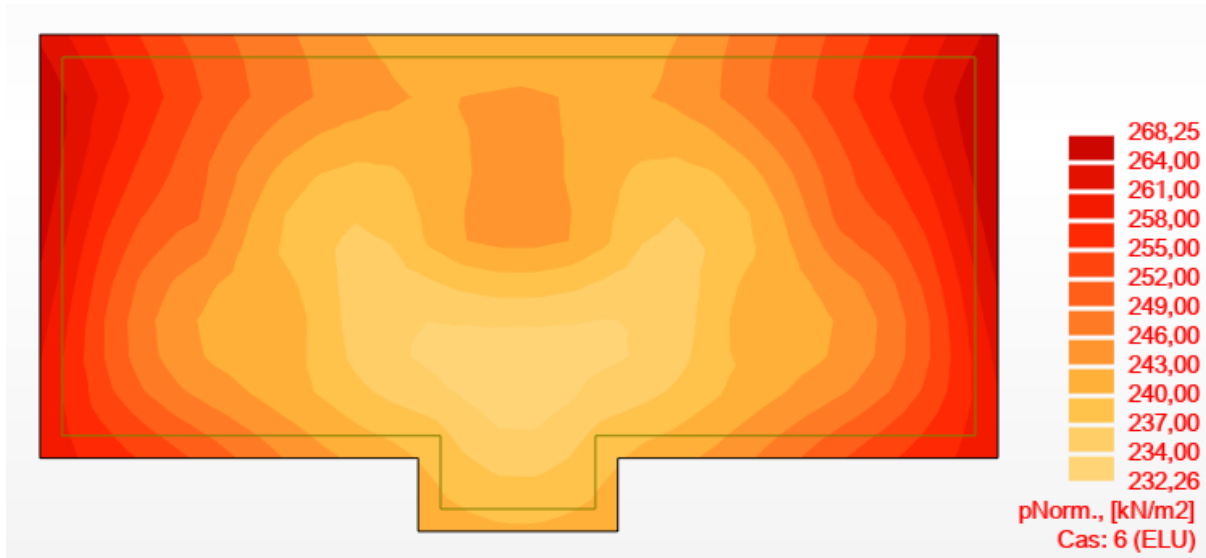


Figure 6-2: Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELU

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 2,68 + 2,32}{4} = 2,59 < 7,5 \text{ MPA}$$

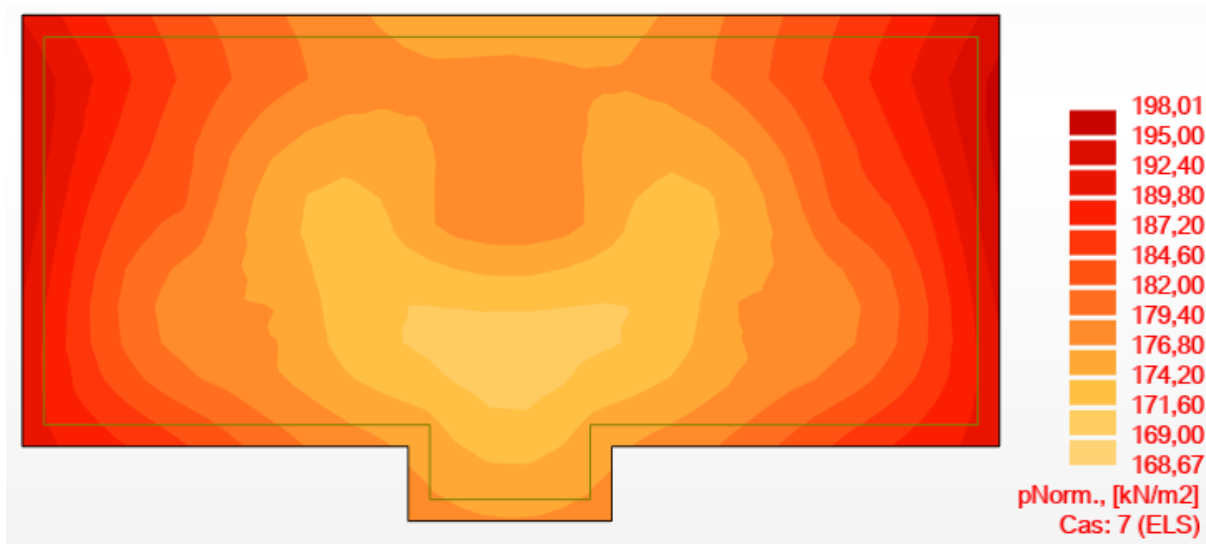


Figure 6-3: Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELS

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1,98 + 1,68}{4} = 1,905 < 7,5 \text{ MPA}$$

Vérification de l'effet sous pression

Nous devons nous assurer que notre radier est en sécurité vis-à-vis du phénomène de soulèvement sous l'effet de la pression hydrostatique. Pour cela, il faut vérifier :

$$P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

P : poids du bâtiment ;

Z : profondeur d'ancrage ;

S : surface du radier ;

γ : Poids volumique de l'eau = 10KN/m³

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z = 1,5 \times 330 \times 10 \times 4 = 19\,800 \text{ KN}$$

$$P = 46\,540 \text{ kN} > 19\,800 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

6.2.1.3. Calcul du ferrailage du radier

M < 0 tend les fibres inférieures

Tableau 6-1: récapitulatif moments Mxx

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	393,79	-554,77	287,99	-404,77	334,74	-572,95

Tableau 6-2: récapitulatif moments Myy

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	433,68	-713,27	318,18	-520,50	506,06	-811,55

6.2.1.4. Calcul des armatures

Le calcul se fera en flexion simple. Les résultats figurent dans le tableau suivant avec ROBOT 2023 et les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 10 \text{ cm} \\ \text{enrobage} = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

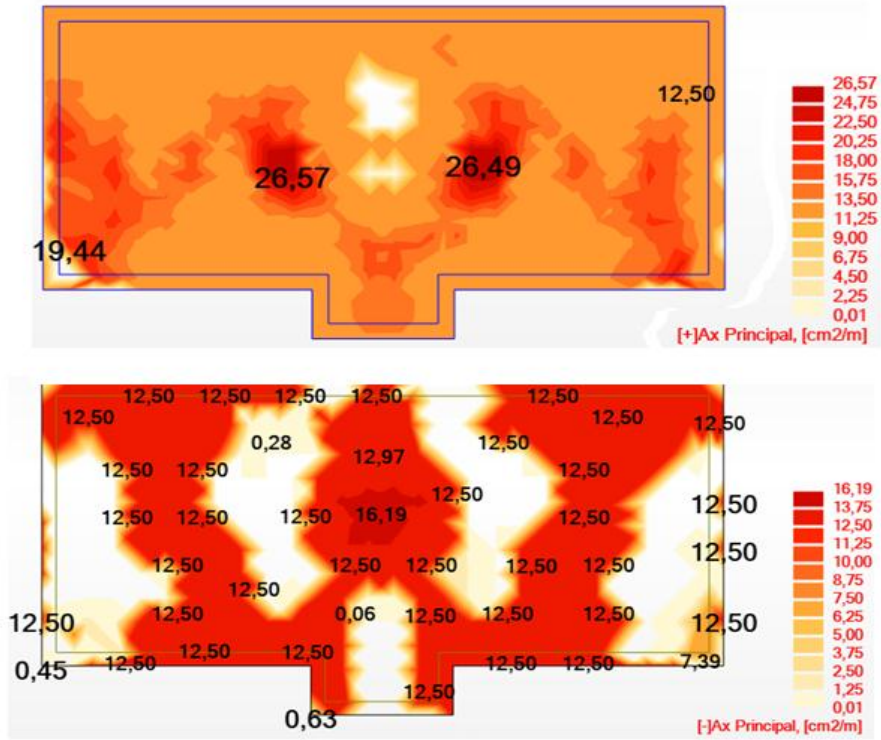


Figure 6-4: Cartographie du ferrillage X

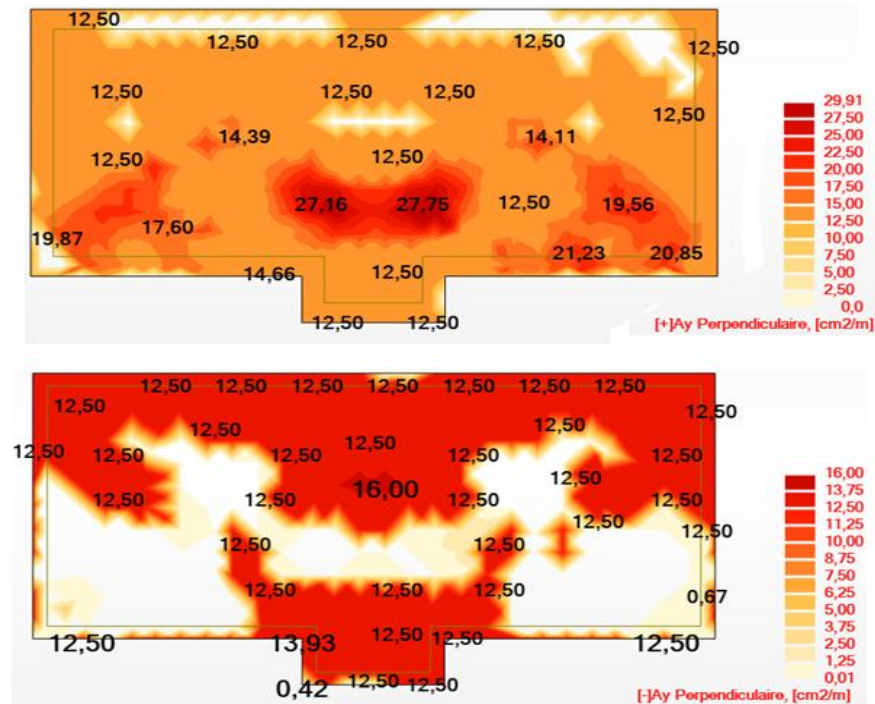


Figure 6-5: Cartographie du ferrillage Y

Table 6-3: Choix des armatures de radier

		Acalc	Choix	A
Sens-X	Travée	10,03	5HA16	10,05
	Appui	15,03	5HA20	15,71
Sens-Y	Appui	15,03	5HA20	15,71
	Travée	10,03	5HA16	10,05

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 100 \times \frac{2,1}{500} = 9,66 \text{ cm}^2$$

6.2.1.5.ELS

Nous devons vérifier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Tableau 6-4: vérification à l'ELS

		A	σ_s	σ_b	Vérification
Sens-X	Appui	10,05	29,6	4,7	C.V.
	Travée	15,71	165,0	2,3	C.V.
Sens-Y	Appui	15,71	26,2	4,4	C.V.
	Travée	10,05	165,0	1,9	C.V.

Les armatures calculées à l'ELU restent maintenues.

6.2.1.6.Dessin de ferrailage

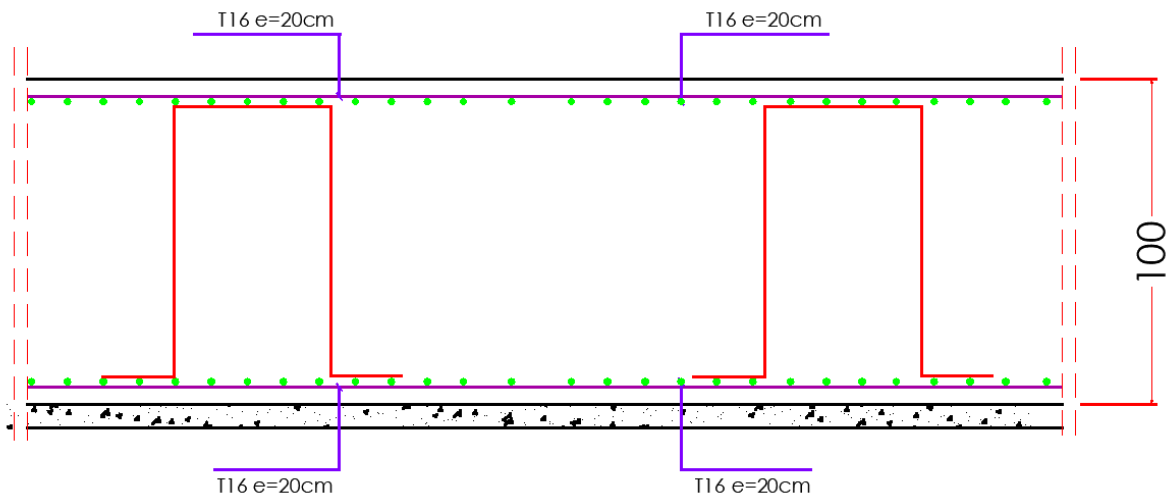


Figure 6-6: Ferrailage du radier

Chapitre 7 : Etude technico- commerciale

Chapitre 7: ETUDE TECHNICO-COMMERCIALE

7.1.Introduction

Dans ce dernier chapitre nous allons entamer la partie managériale et économique. Elle consistera à faire le métré, proposer un planning d'exécution du projet puis mettre en évidence un aspect concernant la réduction des coûts en utilisant le logiciel CYPE.

7.2.Métré

Le métré désigne la quantification des éléments d'un ouvrage, il s'agit de calculs de volumes et surfaces pour déterminer la quantité de matériaux nécessaires à la construction.

Il est important de le distinguer de l'avant métré qui constitue l'établissement d'un devis quantitatif d'une manière méthodique où figurent le détail précis des calculs, les croquis,... Nous allons effectuer le métré des différents éléments en quantité de béton, coffrage et acier tout en établissant le ratio de coffrage et de ferrailage par m³ de béton.

Tableau 7-1: métré et ratio de ferrailage et coffrage

Eléments	Béton m3	Coffrage m2	Ratio coffrage	Acier kg	Ratio acier
Infrastructure					
Bp	33	/	/	/	/
Dalle radier	330	81	0,26	15558	47,14
Sous-sol 1					
Voile P	22,78	227,80	10	3546,84	155,7
Voile C	37,09	223,93	6,04	10508	284
Poutres	22,30	120,30	5,39	2668,40	119,65
Dalle	40,33	220,68	5,47	7633,37	118,99
RDC					
Voile C	47,01	555,75	11,82	13348	284
Poutres	22,30	120,30	5,39	2668,40	119,65
Dalle	40,33	261,49	6,48	7633,37	118,99
Escalier	2,06	13,66	6,62	270	131,06
Escalier 2	3,57	19,67	6,45	300	84,03
R+1					
Voile C	37,09	555,75	10,54	10508	284
Poutres	22,30	120,30	5,39	2668,40	119,65
Dalle	43,47	299,95	7,42	15362	106,24
Escalier	2,06	4,78	6,62	270	131,06
R+2					
Voile C	32,20	388,26	12,06	10508	328,375

Poutres	22,30	120,30	10,88	2668,40	119,65
Dalle	43,47	299,95	6,90	7633,37	188,89
Escalier	2,06	13,66	6,62	270	131,06
R+3					
Voile C	32,20	388,26	12,06	10508	328,375
Poutres	22,30	120,30	10,88	2668,40	119,65
Dalle	43,47	299,95	6,90	7633,37	188,89
Escalier	2,06	13,66	6,62	270	131,06
R+4					
Voile C	32,20	388,26	12,06	10508	328,375
Poutres	22,30	120,30	10,88	2668,40	119,65
Dalle	43,47	299,95	6,90	7633,37	188,89
Escalier	2,06	13,66	6,62	270	131,06
R+5					
Voile C	32,20	388,26	12,06	10508	328,375
Poutres	22,30	120,30	10,88	2668,40	119,65
Dalle	43,47	299,95	6,90	7633,37	188,89
Escalier	2,06	13,66	6,62	270	131,06
R+6					
Voile C	27,32	388,26	12,06	10508	384,62
Poutres	22,30	120,30	10,88	2668,40	119,65
Dalle	43,47	299,95	6,90	7633,37	188,89
Escalier	2,06	13,66	6,62	270	131,06
R+7					
Voile C	27,32	384,27	14,07	10508	384,62
Poutres	22,30	120,30	5,39	2668,40	119,65
Dalle	43,47	299,95	6,90	7633,37	188,89
Escalier	2,06	13,66	6,62	270	131,06
R+8					
Voile C	27,32	384,27	14,07	10508	384,62
Poutres	22,30	120,30	5,39	2668,40	119,65
Dalle	43,47	299,95	6,90	7633,37	188,89
Escalier	2,06	13,66	6,62	270	131,06
R+9					
Voile C	27,32	384,27	14,07	10508	384,62
Poutres	22,30	120,30	5,39	2668,40	119,65
Dalle	43,47	299,95	6,90	7633,37	188,89
Escalier	2,06	13,66	6,62	270	131,06

R+10					
Voile C	27,32	384,27	14,07	10508	384,62
Poutres	22,30	120,30	5,39	2668,40	119,65
Dalle	43,47	299,95	6,90	7633,37	188,89
Escalier	2,06	13,66	6,62	270	131,06
R+11					
Voile C	27,32	384,27	14,07	10508	384,62
Poutres	22,30	120,30	5,39	2668,40	119,65
Dalle	43,47	299,95	6,90	7633,37	188,89
Escalier	2,06	13,66	6,62	270	131,06
R+12					
Voile C	27,32	384,27	14,07	10508	384,62
Poutres	22,30	120,30	5,39	2668,40	119,65
Dalle	39,88	261,4922	6,56	7633,37	119,85
Acrotère	8,07	107,64	13,33	500	62

7.3.Planning

Etablir un planning est nécessaire pour une bonne gestion du projet.

Il s’agit de faire un plan de travail en considérant les différentes taches à exécuter, les délais à respecter et l’ordre d’exécution de chacune d’entre elles.

Nous allons utiliser MS PROJECT qui nous offrira une vision claire et structurée des différentes étapes du projet tout en indiquant leur séquence chronologique et leur durée prévue. Nous y verrons les dépendances entre les différentes étapes et comment elles s’inscrivent dans l’ensemble du projet.

(Voir le détail du planning à l’annexe)

Table 7-2:planning

Task Name	Duration	Start	Finish
PROJET R+12	165 days	Mon 5/13/24	Fri 12/20/24
Infrastructure	17 days	Mon 5/13/24	Tue 6/4/24
Terrassements	2 days	Mon 5/13/24	Tue 5/14/24
Fondations	4 days	Wed 5/15/24	Mon 5/20/24
Sous-sol	11 days	Tue 5/21/24	Tue 6/4/24
Superstructure	143 days	Wed 6/5/24	Fri 12/20/24
RDC	11 days	Wed 6/5/24	Wed 6/19/24
R+1	11 days	Thu 6/20/24	Thu 7/4/24
R+2	11 days	Fri 7/5/24	Fri 7/19/24
R+3	11 days	Mon 7/22/24	Mon 8/5/24
R+4	11 days	Tue 8/6/24	Tue 8/20/24

R+5	11 days	Wed 8/21/24	Wed 9/4/24
R+6	11 days	Thu 9/5/24	Thu 9/19/24
R+7	11 days	Fri 9/20/24	Fri 10/4/24
R+8	11 days	Mon 10/7/24	Mon 10/21/24
R+9	11 days	Tue 10/22/24	Tue 11/5/24
R+10	11 days	Wed 11/6/24	Wed 11/20/24
R+11	11 days	Thu 11/21/24	Thu 12/5/24
R+12	11 days	Fri 12/6/24	Fri 12/20/24

7.4. Etude de prix

Dans le processus de planification et de réalisation d'un projet, l'étude de prix est une étape essentielle. Elle vise en première position à estimer et évaluer les prix de vente hors taxe des ouvrages élémentaires en prenant en compte divers facteurs notamment la matière première, la main d'œuvre, le matériel, puis à en déduire le prix de vente total des travaux hors taxes et toutes taxes comprises.

Elle permet de :

- Établir un budget réaliste pour le projet ;
- Éviter les dépassements budgétaires et prendre des mesures correctives si nécessaire ;
- Évaluer différentes options et choisir les solutions les plus adaptées aux besoins du projet ;
- S'assurer que les prix proposés sont raisonnables et compétitifs lors des appels d'offres.

Nous avons utilisé le logiciel CYPE Project 2017

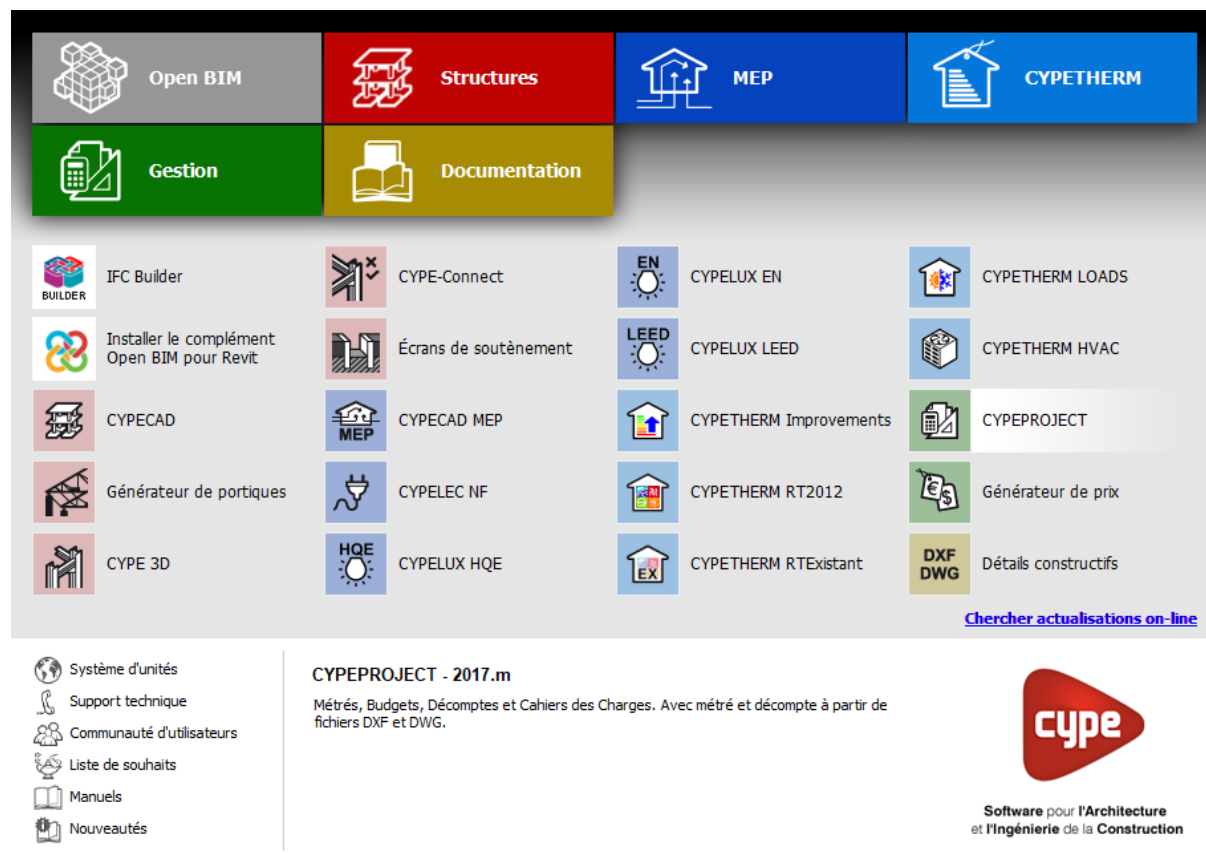


Figure 7-1: La fenêtre d'accueil de CYPE 2017

7.4.1. Etude de cout direct

Les résultats de l'étude de prix (couts directs) de notre projet figurent dans le tableau ci-dessous

Table 7-3: Etude de cout direct

Ouvrage:		R+12 et sous-sol				
Budget					% C.I.	0
Code	Type	Unité	Résumé	Quantité	Prix (DA)	Montant (DA)
R+12 ET SOUS SOL	Chapitre		R+12 et sous sol		76,541,397.22	76,541,397.22
1.1	Chapitre		Infrastructure		17,250,202.78	17,250,202.78
1.1.1	Chapitre		Fondation		6,734,934.03	6,734,934.03
1.1.1.1	Unité d'ouvrage	m3	Bp	33.00	10,502.51	346,582.83
1.1.1.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle radier	330.00	19,358.64	6,388,351.20
			1.1.1		6,734,934.03	6,734,934.03
1.1.2	Chapitre		Sous-sol 1		10,515,268.75	10,515,268.75

1.1.2.1	Unité d'ouvrage	m3	VP	24.16	34,189.04	826,007.21
1.1.2.2	Unité d'ouvrage	m3	VC	155.19	52,247.60	8,108,305.04
1.1.2.3	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23
1.1.2.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	40.33	18,729.91	755,377.27
			1.1.2		10,515,268.75	10,515,268.75
			1.1		17,250,202.78	17,250,202.78
1.2	Chapitre		Superstructure		59,291,194.44	59,291,194.44
1.2.1	Chapitre		RDC		5,481,177.31	5,481,177.31
1.2.1.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	47.01	50,458.96	2,372,075.71
1.2.1.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	28.32	37,021.49	1,048,448.60
1.2.1.3	Unité d'ouvrage	m3	Dalle Pleine	40.33	47,588.20	1,919,232.11
1.2.1.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier1	2.06	28,561.29	58,836.26
1.2.1.5	Unité d'ouvrage	m3	Escalier2	3.57	23,132.95	82,584.63
			1.2.1		5,481,177.31	5,481,177.31
1.2.2	Chapitre		R+1		3,886,686.65	3,886,686.65
1.2.2.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	37.09	49,536.75	1,837,318.06
1.2.2.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23
1.2.2.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	43.47	26,802.30	1,165,095.98
1.2.2.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	2.06	28,491.93	58,693.38
			1.2.2		3,886,686.65	3,886,686.65
1.2.3	Chapitre		R+2		4,096,717.86	4,096,717.86
1.2.3.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	32.20	54,824.52	1,765,349.54
1.2.3.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	22.30	29,704.84	662,417.93
1.2.3.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	43.47	37,038.43	1,610,060.55
1.2.3.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	2.06	28,587.30	58,889.84
			1.2.3		4,096,717.86	4,096,717.86
1.2.4	Chapitre		R+3		4,241,860.00	4,241,860.00

1.2.4.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	32.20	54,824.52	1,765,349.54
1.2.4.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23
1.2.4.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	43.47	36,628.43	1,592,237.85
1.2.4.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	2.06	28,491.93	58,693.38
			1.2.4		4,241,860.00	4,241,860.00
1.2.5	Chapitre		R+4		4,558,869.32	4,558,869.32
1.2.5.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	32.20	54,824.52	1,765,349.54
1.2.5.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	27.16	37,021.49	1,005,503.67
1.2.5.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	43.47	38,306.59	1,665,187.47
1.2.5.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	6.28	19,558.70	122,828.64
			1.2.5		4,558,869.32	4,558,869.32
1.2.6	Chapitre		R+5		4,737,735.97	4,737,735.97
1.2.6.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	32.20	54,824.52	1,765,349.54
1.2.6.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23
1.2.6.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	43.47	47,998.20	2,086,481.75
1.2.6.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	2.06	29,284.20	60,325.45
			1.2.6		4,737,735.97	4,737,735.97
1.2.7	Chapitre		R+6		4,651,050.77	4,651,050.77
1.2.7.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	27.32	61,497.07	1,680,099.95
1.2.7.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23
1.2.7.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	43.47	47,998.20	2,086,481.75
1.2.7.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	2.06	28,587.30	58,889.84
			1.2.7		4,651,050.77	4,651,050.77
1.2.8	Chapitre		R+7		4,645,373.48	4,645,373.48
1.2.8.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	27.32	61,273.49	1,673,991.75
1.2.8.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23

1.2.8.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	43.47	47,998.20	2,086,481.75
1.2.8.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	2.06	28,796.48	59,320.75
			1.2.8		4,645,373.48	4,645,373.48
1.2.9	Chapitre		R+8		4,466,812.65	4,466,812.65
1.2.9.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	27.32	61,273.49	1,673,991.75
1.2.9.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	22.30	29,038.22	647,552.31
1.2.9.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	43.47	47,998.20	2,086,481.75
1.2.9.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	2.06	28,537.30	58,786.84
			1.2.9		4,466,812.65	4,466,812.65
1.2.10	Chapitre		R+9		4,633,125.07	4,633,125.07
1.2.10.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	27.32	61,497.07	1,680,099.95
1.2.10.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23
1.2.10.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	43.47	47,588.20	2,068,659.05
1.2.10.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	2.06	28,537.30	58,786.84
			1.2.10		4,633,125.07	4,633,125.07
1.2.11	Chapitre		R+10		4,632,469.71	4,632,469.71
1.2.11.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	27.32	61,497.07	1,680,099.95
1.2.11.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23
1.2.11.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	43.47	47,998.20	2,086,481.75
1.2.11.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	2.06	19,567.37	40,308.78
			1.2.11		4,632,469.71	4,632,469.71
1.2.12	Chapitre		R+11		4,633,228.07	4,633,228.07
1.2.12.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	27.32	61,497.07	1,680,099.95
1.2.12.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23
1.2.12.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	43.47	47,588.20	2,068,659.05
1.2.12.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	2.06	28,587.30	58,889.84

			1.2.12		4,633,228.07	4,633,228.07
1.2.13	Chapitre		R+12		4,626,087.58	4,626,087.58
1.2.13.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	27.32	61,497.07	1,680,099.95
1.2.13.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23
1.2.13.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	39.88	47,578.99	1,897,450.12
1.2.13.5	Unité d'ouvrage	m3	acrotère	8.07	27,628.04	222,958.28
			1.2.13		4,626,087.58	4,626,087.58
			1.2		59,291,194.44	59,291,194.44
			R+12 ET SOUS SOL		76,541,397.22	76,541,397.22

7.4.2. Etude de cout direct, indirect avec la marge bénéficiaire

Le cout total du projet sera composé de :

- Le cout direct de la construction, il s’agit là du cout de la matière première, de la main d’œuvre et du prix de location/ achat des matériels ;
- Les couts indirects sont ceux qui ne peuvent pas être directement associés à réalisation du projet : le loyer du siège de l’entreprise, les licences d’ordinateurs et logiciels utilisés, les assurances, les fournitures du bureau de suivi sur le chantier, ...
- La marge bénéficiaire : elle représente le ratio financier qui mesure la rentabilité finale du projet et est fixée par l’entreprise.

Les résultats sont renseignés dans le tableau suivant (voir le détail en annexe) :

Table 7-4: Cout total du projet

N°		Un.	RÉSUMÉ	QTE	P.U.	MONTANT
1			R+12			41,825,810.28
1.1			Infrastructure			
1.1.1			Fondation			
1.1.1.1		m3	Bp	33.00	15,124.00	499,092.00
1.1.1.2		m3	Dalle radier	330.00	27,876.00	9,199,080.00
1.1.2.1		m3	VP	24.16	49,232.00	1,189,445.12
1.1.2			Sous-sol			
1.1.2.2		m3	VC	155.19	75,236.00	11,675,874.84
1.1.2.3		m3	Poutres	22.30	53,311.00	1,188,835.30
1.1.2.4		m3	Dalle radier	40.33	26,971.00	1,087,740.43
1.2.1			RDC			
1.2.1.1		m3	VC	47.01	72,661.00	3,415,793.61
1.2.1.2		m3	Poutres	28.32	53,311.00	1,509,767.52
1.2.1.3		m3	Dalle Pleine	40.33	68,527.00	2,763,693.91

1.2.1.4		m3	Escalier 1	2.06	41,129.00	84,725.74
1.2.1.5		m3	Escalier 2	3.57	33,312.00	118,923.84
1.2.2			R+1			
1.2.2.1		m3	VC	37.09	71,333.00	2,645,740.97
1.2.2.2		m3	Poutres	22.30	53,311.00	1,188,835.30
1.2.2.3		m3	Dalle Pleine	43.47	38,596.00	1,677,768.12
1.2.2.4		m3	Escalier 1	2.06	41,028.00	84,517.68
1.2.3			R+2			
1.2.3.1		m3	VC	32.20	78,947.00	2,542,093.40
1.2.3.2		m3	Poutres	22.30	42,775.00	953,882.50
1.2.3.3		m3	Dalle Pleine	43.47	53,335.00	2,318,472.45
1.2.3.4		m3	Escalier 1	2.06	41,166.00	84,801.96
1.2.4			R+3			
1.2.4.1		m3	VC	32.20	78,947.00	2,542,093.40
1.2.4.2		m3	Poutres	22.30	53,311.00	1,188,835.30
1.2.4.3		m3	Dalle Pleine	43.47	52,745.00	2,292,825.15
1.2.4.4		m3	Escalier 1	2.06	41,028.00	84,517.68
1.2.5			R+4			
1.2.5.1		m3	VC	32.20	78,947.00	2,542,093.40
1.2.5.2		m3	Poutres	22.30	53,311.00	1,188,835.30
1.2.5.3		m3	Dalle Pleine	43.47	69,118.00	3,004,559.46
1.2.5.4		m3	Escalier 1	2.06	42,169.00	86,868.14
1.2.6			R+5			
1.2.6.1		m3	VC	27.32	88,555.00	2,419,322.60
1.2.6.2		m3	Poutres	22.30	53,311.00	1,188,835.30
1.2.6.3		m3	Dalle Pleine	43.47	69,118.00	3,004,559.46
1.2.6.4		m3	Escalier 1	2.06	41,166.00	84,801.96
1.2.7			R+6			
1.2.7.1		m3	VC	27.32	88,234.00	2,410,552.88
1.2.7.2		m3	Poutres	22.30	53,311.00	1,188,835.30
1.2.7.3		m3	Dalle Pleine	43.47	69,118.00	3,004,559.46
1.2.7.4		m3	Escalier 1	2.06	41,467.00	85,422.02
1.2.8			R+7			
1.2.8.1		m3	VC	27.32	88,234.00	2,410,552.88
1.2.8.2		m3	Poutres	22.30	41,815.00	932,474.50
1.2.8.3		m3	Dalle Pleine	43.47	69,118.00	3,004,559.46
1.2.8.4		m3	Escalier 1	2.06	41,094.00	84,653.64
1.2.9			R+8			
1.2.9.1		m3	VC	27.32	88,555.00	2,419,322.60
1.2.9.2		m3	Poutres	22.30	53,311.00	1,188,835.30
1.2.9.3		m3	Dalle Pleine	43.47	69,118.00	3,004,559.46
1.2.9.4		m3	Escalier 1	2.06	28,177.00	58,044.62
1.2.10			R+9			
1.2.10.1		m3	VC	27.32	88,555.00	2,419,322.60

1.2.10.2		m3	Poutres	22.30	53,311.00	1,188,835.30
1.2.10.3		m3	Dalle Pleine	43.47	68,527.00	2,978,868.69
1.2.10.4		m3	Escalier 1	2.06	41,094.00	84,653.64
1.2.11			R+10			
1.2.11.1		m3	VC	27.32	88,555.00	2,419,322.60
1.2.11.2		m3	Poutres	22.30	53,311.00	1,188,835.30
1.2.11.3		m3	Dalle Pleine	43.47	69,118.00	3,004,559.46
1.2.11.4		m3	Escalier 1	2.06	28,177.00	58,044.62
1.2.12			R+11			
1.2.12.1		m3	VC	27.32	88,555.00	2,419,322.60
1.2.12.2		m3	Poutres	22.30	53,311.00	1,188,835.30
1.2.12.3		m3	Dalle Pleine	43.47	68,527.00	2,978,868.69
1.2.12.4		m3	Escalier 1	2.06	41,166.00	84,801.96
1.2.13			R+12			
1.2.13.1		m3	VC	27.32	88,555.00	2,419,322.60
1.2.13.2		m3	Poutres	22.30	53,311.00	1,188,835.30
1.2.13.3		m3	Dalle Pleine	39.88	68,514.00	2,732,338.32
1.2.13.4		m3	acrotère	8.07	39,785.00	321,064.95
T			TOTAL			110,325,435.89

MONTANT TVA:	20,961,832.82
MONTANT TTC:	131,287,268.71

Chapitre 8 : Etude charpente métallique

Chapitre 8: ETUDE CHARPENTE METALLIQUE

8.1.Introduction

L'ensemble des critères de conception d'une ossature métallique d'un bâtiment doivent tenir compte des propriétés du matériau utilisé (acier) et utilisé au mieux. L'acier possède de très bonnes qualités de résistance à la traction. En effet les valeurs de la limite d'élasticité et de la résistance à la traction de ce matériau sont très élevées. Pour la compression, le comportement de l'acier est identique à l'exception des phénomènes d'instabilité éventuels.

Dans ces prochains chapitres on va étudier la même structure mais cette fois avec les critères d'une structure en charpente métallique.

8.2.Règlements utilisés :

Pour garantir la sécurité on se base sur les règlements suivants :

1. Règlement Neige et Vent (**RNVA99**).
2. Règles parasismique algériennes (**RPA99version2003**).
3. Béton armé aux états limites (**BAEL91mod. 99**).
4. Charge permanentes et charge d'exploitation (**DTR BC 2.2**).
5. Calcul des structures en acier (**CM 66 et Eurocode 3**).

8.3.Matériaux :

Pour ce projet, on a choisi les matériaux de constructions suivants :

8.3.1.L'acier :

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé des aciers de construction laminés à chaud. La nuance d'acier utilisée est le S235JR, il utilisée pour toute structure de bâtiment.

Ces caractéristiques sont :

- Résistance limite d'élasticité $f_e = 235$ MPa.
- Module d'élasticité longitudinal $E = 210000$ MPa.
- Module de cisaillement $G = 8,1 \cdot 10^4$ MPa.
- Poids volumiques $\rho = 7850$ Kg/m³.
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$.

8.3.2.Béton armé :

Le béton est constitué de sable, ciment, gravier et d'eau. Sa composition diffère selon la résistance voulue ;

Ces caractéristiques sont :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$ MPa
- Poids volumique : $\rho = 2500$ Kg/ m³.

- Module d'élasticité : $E = 14000 \text{ N/mm}^2$.

8.3.3. Acier de ferrailage :

- Pour le ferrailage des planchers on a utilisé des treillis soudés.
- Pour le ferrailage des fondations on a utilisé des barres d'acier HA de nuance FeE500

8.3.4. Les assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

8.3.5. Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) classe 10.9 pour les assemblages rigides des portiques auto stable. Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résista

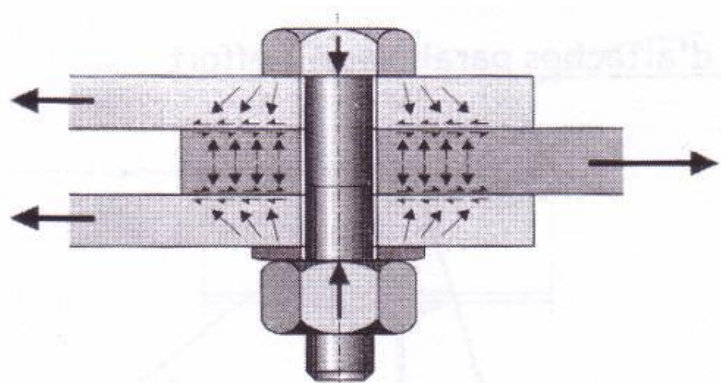


Figure 8-1: Assemblage avec boulonnage

8.3.6. Les éléments de l'ouvrage :

8.3.6.1. Les escaliers :

Le bloc comprend une cage d'escaliers de type droit composé d'un palier de repos et de deux volées, pour chaque étage. Et une cage d'escalier pour le RDC et premier étage.

8.3.6.2. Les façades et murs de séparations :

On opte pour l'utilisation de briques creuses comme éléments de remplissage de 15cm, et 10cm d'épaisseur pour la répartition.

8.3.6.3. Les portiques :

Les portiques de la structure seront formés de poteau et poutre, on opte pour l'utilisation des profilées HEA pour les poteaux et les profilées IPE pour les poutres. Les poteaux sont les éléments verticaux du portique et les poutres sont les éléments horizontaux.

Section des principaux fers de charpente



Figure 8-2: Section des fers

8.3.6.4. Les contreventements à triangulation diagonale :

Le palier de stabilité en (X) dans le sens transversal et longitudinal, assure la verticalité des poteaux et prend en charges les efforts dus aux séismes et au vent (charges horizontales) en les transmettant aux fondations. Ils travaillent en traction et compression.

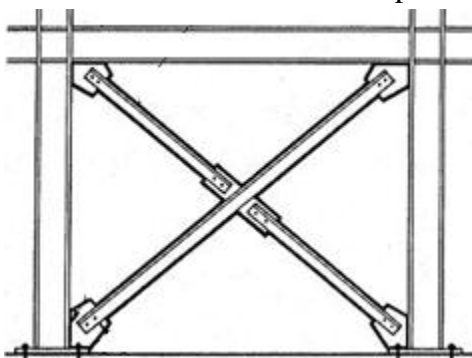


Figure 8-3: Croix de contreventement

8.3.6.5. Les planchers :

Les planchers seront mixtes, type collaborant en béton armé :

Par définition le plancher collaborant est un procédé qui relève de la construction mixte car il optimise les caractéristiques de l'acier et du béton.

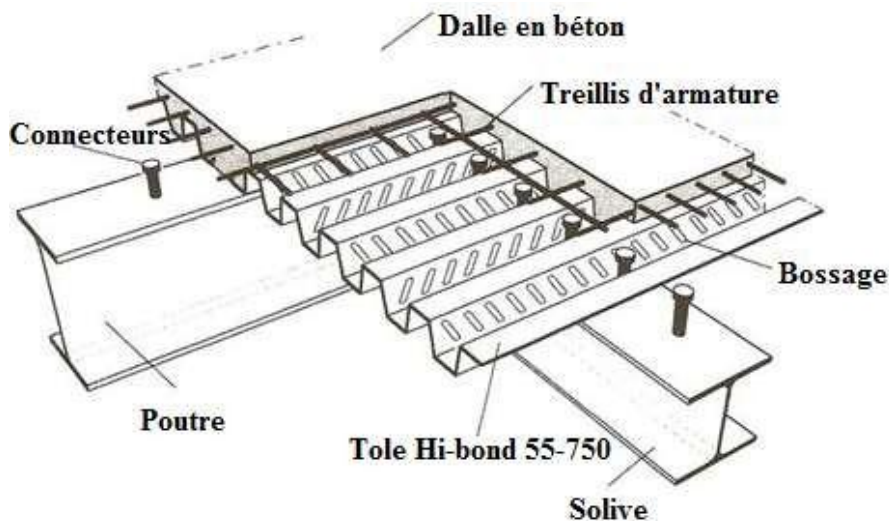


Figure 8-4: Plancher Collaborant

Chapitre 9 :
Prédimensionnement des
éléments structuraux

Chapitre 9: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

9.1.Descente des charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure. On aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- La part de cloisons réparties qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère).

9.2.Plancher terrasse inaccessible :

La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

9.3.Calcul de la forme de pente :

$$\text{Tg}\alpha = H/L = 0,01$$

$$H = 0,01 \times L$$

$$L = \sqrt{7,77^2 + 6,45^2} = 10,10 \text{ m}$$

$$H = 0,01 \times (10,10) = 0,101 \text{ m} = 10,10 \text{ cm}$$

$$H_{\text{moy}} = H/2 + 5 = 10,10/2 + 5 = 10,05 \text{ cm}$$

$$H_p = 10 \text{ cm}$$

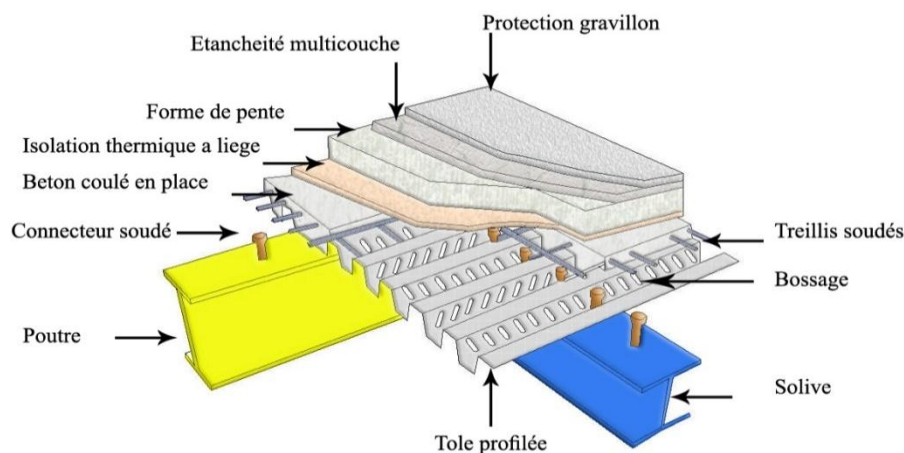


Figure 9-1: Plancher terrasse inaccessible

Tableau 9-1: Descente de Charges du plancher terrasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Protection en gravillon	5	1700	85
Étanchéité multicouche	6	2000	12
Forme de pente	10	2200	222
Para vapeur	/	/	50
Isolation thermique en liège	4	400	16
Faux plafond en plâtre	/	/	10
TN40 (Tôle d'acier Nervurée)	/	/	10
Plancher collaborant (épmoy= 08cm) +solive	/	/	230
G =635 kg/m ²			
Q = 100kg/m ²			

9.3.1. Plancher étages courants et RDC :

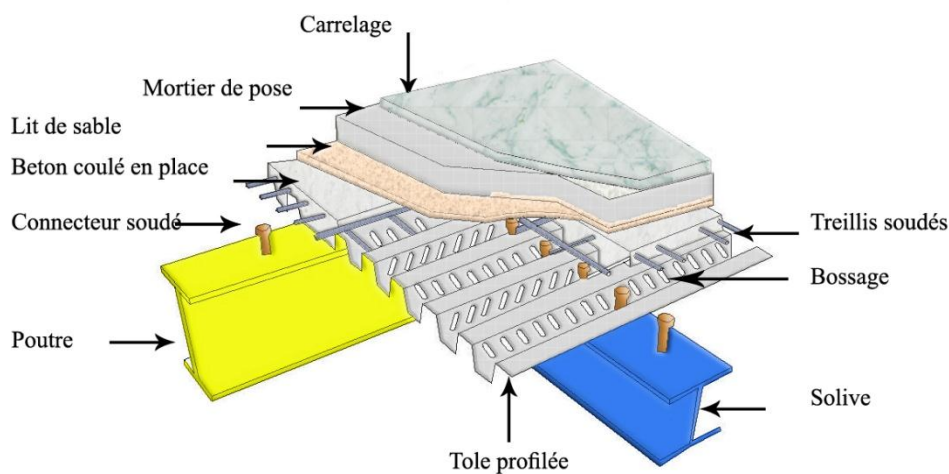


Figure 9-2: plancher étage courant

Tableau 9-2 Charges du plancher étage courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Plancher collaborant (épmoy= 08cm)+solive	/	/	230

Enduit plâtre	2	1000	20
Cloisons légères	/	/	75
TN55 (Tôle d'acier Nervurée)	/	/	10
$G = 455 \text{ kg/m}^2$			
$Q = 150 \text{ kg/m}^2$ pour étages courants			
$Q = 250 \text{ kg/m}^2$ pour le plancher du RDC			

9.4. Escalier :

9.4.1. Palier :

Tableau 9-3 : Descente de charge palier

Composants	E(m)	Poids (KN/m ²)
TN55	/	0,18
Dalle en béton	0,08	2
Mortier de repos	0,02	0,36
Revêtement de carrelage	0,02	0,4
Charge permanente $G = 2,94 \text{ kN/m}^2$		

9.4.2. Volée :

Tableau 9-4 : Descente de charge volée

Poids (KN/m ²)	E(m)	Composants
0,45	0,005	Tôle striée
0,36	0,02	Mortier de repos
0,4	0,02	Revêtement de carrelage
Charge permanente $G = 1,21 \text{ kN/m}^2$		
Charge d'exploitation $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$		

9.5. Acrotère :

La surface de l'acrotère est :

$$S = 0.058 \text{ m}^2$$

Le Poids propre de l'acrotère est :

$$P = 0.058 \times 25 = 1.45 \text{ daN / ml}$$

9.5.1. Effet de la neige :

L'accumulation de la neige sur la terrasse produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure.

Le règlement **RNVA99** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre structure se trouve à une altitude d'environ de 146m.

Calcul de la charge de neige :

La charge caractéristique de neige : $S = \mu S_k \quad \text{KN/m}^2$

Coefficient de forme de toiture : $\mu = 0.8$

Le bâtiment se situe à wilaya d'Oran, zone B.

Influence de l'altitude : La valeur S_k est déterminée par les lois de variation suivant l'altitude H (m) du site considéré par rapport au niveau de la mer

$H = 146 \text{ m}$

$$S_k = \frac{0,04H+10}{100} = 0,1584 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 0.8 \times 0.1584 = 0.127 \text{ KN/m}^2 \quad S=0.127 \text{ KN/m}^2$$

9.5.2.Effet de la variation de la température :

On doit tenir compte des effets de la dilatation thermique chaque fois qu'ils risquent d'engendrer des efforts anormaux dans les éléments de la charpente métallique sans produire de désordres dans les appuis et les éléments exposés à l'air libre (variation plus élevée de gradient thermique)

Pour notre structure ; on n'a pas pris en compte l'effet de la température pour les justifications suivantes :

- La longueur minimale pour laquelle on doit tenir compte l'effet thermique est de 50m, et celle de notre cas est de 41,40m.
- Notre structure n'est pas exposée à l'air libre (effet de masque).

Chapitre 10 :
Prédimensionnement des
éléments secondaires

Chapitre 10: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

10.1.Les solives

Les solives sont des poutrelles en IPE, qui travaillent à flexion simple.

$$0,7 \leq L \leq 1,50$$

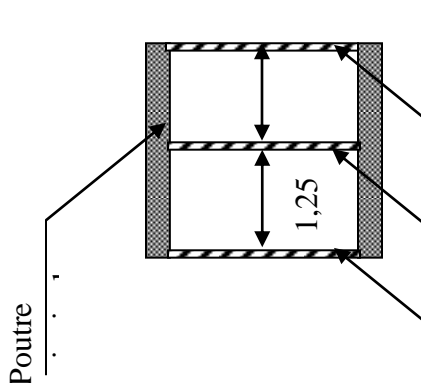
On opte pour une distance de $L=1,25m$

$$S = 2,8 \times 1,25 = 3,5 \text{ m}^2$$

S : surface reprise par la solive

Longueur des solives les plus sollicitée..... $L=2,8 \text{ m}$

L'entraxe des solives... $L=1,25m$



10.1.1.Solives du plancher terrasse

Tableau 10-1 : Combinaison des charges solives du plancher terrasse

Chargement	Charge linéaire sur la solive
Charges permanentes «G» : Poids propre du plancher : $q = 635 \text{ kg/m}^2$	$q = 635 \times 1,25 = 793,75 \text{ kg/ml}$
$G=793,75, \text{ kg/ml}$	
Surcharge : Charge d'exploitation $Q=100 \text{ kg/m}^2$ charge de neige $N_0=9,6 \text{ kg/m}^2$	$Q = (100+9.6) \times 1,25 = 137 \text{ kg/ml}$
$Q+N_0=137 \text{ kg/ml}$	
Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + N_0)$	Charge non pondérée : $G+Q+ N_0$
1252,42 kg/ml	930,75 kg/ml

10.1.2. Les solives de plancher courant

Tableau 10-2 : Combinaison du charge solives de plancher courant

Chargement	Charge linéaire
Charges permanentes « G » : Poids propre du plancher : $q = 455 \text{ kg/m}^2$	$q = 455 \times 1,25 = 568,75 \text{ kg/ml}$
$G = 568,75 \text{ kg/ml}$	
Surcharge : Charge d'exploitation $Q = 150 \text{ kg/m}^2$	$Q = 150 \times 1,25 = 187,5 \text{ kg/ml}$
$Q = 187,5 \text{ kg/ml}$	
Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$	Charge non pondérée : $G+Q$
1039,58 kg/ml	756,25 kg/ml

10.1.3. Les solives de plancher RDC

Tableau 10-3 : Combinaison du charge solives de plancher RDC

Chargement	Charge linéaire
Charges permanentes «G» : Poids propre du plancher : $q = 455 \text{ kg/m}^2$	$q = 615 \times 1,25 = 568,75 \text{ kg/ml}$
$G = 568,75 \text{ kg/ml}$	
Surcharge : Charge d'exploitation $Q = 250 \text{ kg/m}^2$	$Q = 250 \times 1,25 = 312,5 \text{ kg/ml}$
$Q = 312,5 \text{ kg/ml}$	
Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$	Charge non pondérée : $G+Q$
1227,08 kg/ml	881,25 kg/ml

Donc on garde le pré dimensionnement de l'étage terrasse pour toute la structure.

Condition de résistance (6.2.5 EC03)

$$M_{sd} \leq M_{ply}$$

$$M_{sdy} = \frac{ql^2}{8} = \frac{12,52 \times 2,8^2}{8} = 12,27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$W_{ply} \geq \frac{\gamma_{M_0} \times M_{sdy}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{1,1 \times 12,27 \times 10^6}{235} = 145,06 \text{ cm}^3$$

On va choisir **IPE180**

Tableau 10-3: Caractéristiques du profilé IPE180

Poids p	Section A	Dimension			Caractéristique					
		h	b	t _f	I _y	I _z	W _{pl,y}	W _{pl,z}	i _y	i _z
(Kg/m)	(cm ²)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)	(cm)	(cm)
18,8	23,95	180	91	8	1317	100,9	166,4	34,6	7,42	2,05

10.1.4. Vérification de la flèche (6.5.3 EC03)

$$\frac{L}{250} = \frac{280}{250} = 1,12 \text{ cm}$$

$$\frac{5 \times q \times L^4}{384 EI} = \frac{5 \times 9,31 \times (280)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1317} = 0,27 \text{ cm} < 1,12 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

10.1.5. La classe de la section transversale (6.2.6 EC03)

10.1.5.1. La semelle

$$b = 91 \text{ mm}$$

$$C = \frac{b}{2} = \frac{91}{2} = 45,5 \text{ mm}$$

$$t_f = 8 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{45,5}{8} = 5,69 < 10 \varepsilon \cong 10$$

Donc la semelle est de classe 1

10.1.5.2. Ame fléchie

$$d = 146 \text{ mm}$$

$$t_w = 5,3 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 27,55 < 72 \varepsilon \cong 72$$

Donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de classe 1

10.2. Les poutres

On prend le pré dimensionnement de l'étage terrasse pour toute la structure.

Condition de résistance

$$M_{sd} \leq M_{ply}$$

$$M_{sdy} = \frac{ql^2}{8} = \frac{27,05 \times 6,35^2}{8} = 136,34 \text{ kn.m}$$

$$W_{ply} \geq \frac{\gamma_{M_0} \times M_{sdy}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{1,1 \times 164,79 \times 10^6}{235} = 771,34 \text{ cm}^3$$

On va choisir **IPE 330**

Tableau 10-5: Caractéristiques du profilé IPE330

Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
p	A	h	b	t _f	I _y	I _z	W _{pl,y}	W _{pl,z}	i _y	i _z
(Kg/m)	(cm ²)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)	(cm)	(cm)
49,1	62,6	330	160	11,5	11770	788	804	154	13,7	3,55

10.2.1. Vérification de la flèche

$$\frac{L}{250} = \frac{635}{250} = 2,54 \text{ cm}$$

$$\frac{5 \times q \times L^4}{384 EI} = \frac{5 \times 27,05 \times (635)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 11770} = 2,31 \text{ cm} < 2,54 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

10.2.2. La classe de la section transversale

10.2.2.1. La semelle

$$b = 160 \text{ mm}$$

$$C = \frac{b}{2} = \frac{160}{2} = 80 \text{ mm}$$

$$t_f = 11,5 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{80}{11,5} = 6,96 < 10 \varepsilon \cong 10$$

Donc la semelle est de classe 1.

10.2.2.2. Ame fléchie

$$d = 271 \text{ mm}$$

$$t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7.5} = 31.13 < 72 \varepsilon \cong 72$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1

10.3. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts extérieurs provenant des charges permanentes, et les surcharges d'exploitations aux fondations.

Pour les poteaux on propose le profilé HEA300.

Tableau 10-6: Caractéristiques du profilé HEA300

Poids p	Section A	Dimension				Caractéristique					
		h	b	t _f	t _w	I _y	I _z	W _{pl,y}	W _{pl,z}	i _y	i _z
(Kg/m)	(cm ²)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)	(cm)	(cm)
88,3	112,5	290	300	14	8,5	18260	6310	1283	641,2	12,64	7,49

Les poteaux sont sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition :

$$N_{sd} \leq N_{crd} \dots\dots\dots (5.4.4 \text{ EC03})$$

On prend le poteau le plus sollicité

La surface reprise par le

10.4.Poteau

10.4.1.Détermination des charges

10.4.1.1. Niveau RDC

Charge permanente

$$G=4,55 \text{ KN/m}^2$$

La charge équivalente poids de la poutre

$$P= (4,35+4,75) \times 0,66=4,468\text{KN}$$

Surcharge d'exploitation

$$Q=2,50\text{KN/m}^2$$

$$q_1=1,35G+1,5Q= 1,35(4,55)+1,5(2,5)$$

1.1.1.1 Niveau étage courant

Charge permanente

$$G=4,55 \text{ KN/m}^2$$

La charge équivalente poids de la poutre

$$P = (4,35 + 4,75) \times 0,66 = 4,468 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation

$$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_2 = 1,35 \times 4,55 + 1,5 \times 1,5 = 8,393 \text{ KN}$$

10.4.1.2. Niveau étage terrasse

Charge permanente

$$G = 6,35 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation

$$Q = 1,0 \text{ KN/m}^2$$

$$q_3 = 1,35 \times (6,35) + 1,5 \times (1) = 10,07 \text{ KN}$$

10.5. Escaliers

10.5.1. Pré dimensionnement des escaliers

L'ossature des escaliers est entièrement métallique chaque volée est composée de deux limons laminés en UAP sur les quelles viennent reposer des tôles par l'intermédiaire de cornières, sur la tôle on met un recouvrement de carrelage qui s'appuie sur une couche de mortier.

Hauteur d'étage $h_e = 3,06 \text{ m}$

Giron $g = 25$

Contre marche $h = 19 \text{ cm}$

On a : $59 \text{ cm} \leq (30 + 2h) \leq 66 \text{ cm}$

$$14,5 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

On a deux volées

Volée 1 : Pour $h = 19 \text{ cm}$ on a 6 contre marches

Volée 2 : Pour $h = 19 \text{ cm}$ on a 4 contre marches

La longueur de la ligne de foulée sera

$$L = g (n-1) = 25(6-1)$$

$$L = 1,25 \text{ m}$$

$$L = g (n-1) = 25(4-1)$$

$$L = 0,75 \text{ m}$$

L'inclinaison de la pailasse

V1 :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{19}{25} = 0,76 \Rightarrow \alpha = 37,23^\circ$$

V2 :

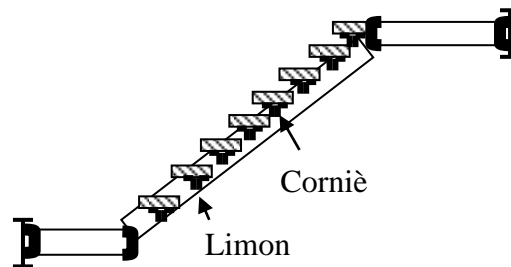


Figure 10-2: Coupe longitudinale sur l'escalier

$$\alpha = 37,23^\circ$$

La longueur de la pailasse

$$V1 : L = \frac{0,85}{\sin \alpha} = 1,40 \text{ m}$$

$$V2 : L = \frac{0,68}{\sin \alpha} = 1,12 \text{ m}$$

10.5.2. Les charges appliquées

Volée

$$G = 121 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

Palier

$$G = 294 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

10.5.3. Pré dimensionnement des éléments porteurs

10.5.3.1. Cornière de marche

Combinaison de charge

$$\left\{ \begin{array}{l} Q^u = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} q = \frac{4}{3} \times 121 + \frac{3}{2} \times 250 = 536,3 \text{ daN/m}^2 \\ Q^{ser} = G + q = 121 + 250 = 371 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

La cornière : (deux cornières supportant les marches)

On considère la marche de dimension (1,20 × 0,25) cm2, simplement appuyée sur deux cornières.

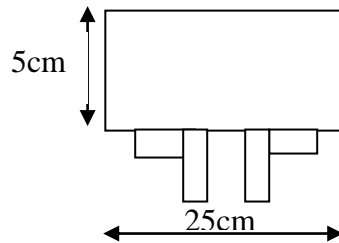
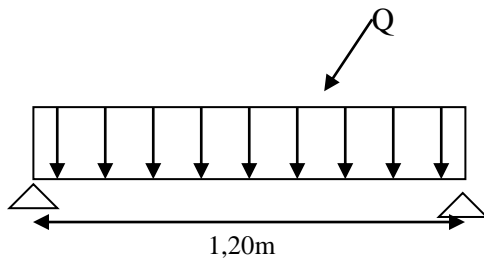


Figure 10-3: Position des cornières

$$q^u = Q^u \times 0,25 = 536,6 \times 0,25 = 134,075 \text{ daN/ml}$$

$$M_{max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{134,075 \times (1,20)^2}{8} = 24,13 \text{ daN.m.}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_x} \leq \sigma_e \Rightarrow W_x = \frac{M_{max}}{\sigma_e} \geq \frac{24,13 \times 10^2}{2350} = 1,026 \leq 1,73 \text{ cm}^3$$

Soit : (L 40 x 40 x 5) avec : $I_x=5,43\text{cm}^4$, $W_x=1,90\text{cm}^3$, $P_p=2,97 \text{ daN/ml}$

10.5.3.2.Vérification

Condition de résistance

$$q_1=q^u+1,35 \times 2P_p=134,075+1,35 \times 2 \times 2,97=142,1\text{daN/ml}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{2W_n} = \frac{q_1 L^2}{2 \times 8W_x} = \frac{142,1 \times (120)^2}{2 \times 8 \times 1,91} = 673,10 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e \text{ (condition vérifiée)}$$

Condition de rigidité

$$q_{1np}=Q^{\text{ser}} \times 0,3 + 2p_p = 371 \times 0,3 + 2 \times 2,97 = 117,24 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5 \cdot q_{np} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_n} = \frac{5 \times 117,24 \times (1,20)^4 \times 10^6}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 2 \times 5,43} = 0,139 \text{ cm}$$

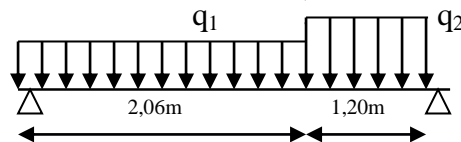
$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{200} = \frac{120}{200} = 0,600 \text{ cm}$$

$$f = 0,139 < f_{\text{adm}} = 0,600 \text{ cm}$$

La Cornières à ailes égales 40 x 40 x 5 convient.

Remarque

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières jumelées (40x40x5) soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches (40x40x5), ces derniers sont boulonnés avec le limon.



10.5.3.3.Limon UAP (poutre)

Combinaison de charge

$$\begin{cases} Q^u = 1,35G + 1,50 q = 1,5 \times 294 + 1,5 \times 250 = 816 \text{ daN/m}^2 \\ Q^{\text{ser}} = G + q = 294 + 250 = 544 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

$$Q = Q^u \cdot \frac{l}{2} + P$$

$$P = P_p \cdot \frac{l}{2} = 2,97 \times 0,50 = 1,485 \text{ kg}$$

$$\frac{1,485}{0,3} = 4,95 \text{ kg / m}$$

$$Q = Q^u \cdot \frac{1,20}{2} + 6,93$$

$$Q = 741,33 \text{ kg / ml}$$

10.5.4. Pré dimensionnement (Selon le critère de déformation la flèche)

$$L=3,26\text{m}$$

$$M_{\max} = \frac{QL^2}{8} = \frac{741,33 \times (3,26)^2}{8} = 984,82 \text{ daN.m.}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq \sigma_e \Rightarrow W_x = \frac{M_{\max}}{\sigma_e} \geq \frac{984,82 \times 10^2}{2350} \geq 41,91 \text{ cm}^3$$

On optera pour le limon le profilé **UAP 130**

Avec : $I_x=460\text{cm}^4$, $W_x=70,70\text{cm}^3$, $P_p=13,70 \text{ daN/ml}$

10.5.5. ELU**10.5.5.1. Volée**

$$q_1 = \frac{l}{2}(1,5 \cdot G + 1,5 \cdot Q) = \frac{1,20}{2}(1,5 \times 121 + 1,5 \times 250)$$

$$q_1 = 500,85 \text{ kg / ml}$$

10.5.5.2. Palier de repos

$$q_2 = \frac{l}{2}(1,5 \cdot G + 1,5 \cdot Q) = \frac{1,20}{2}(1,5 \times 294 + 1,5 \times 250)$$

$$q_2 = 734,40 \text{ kg / ml}$$

10.5.5.3. La charge équivalente

$$q_{\text{équi}} = (q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2) / (L_1 + L_2)$$

$$L_1 = 2,06 \text{ m} ; L_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$q^{\text{u}}_{\text{équi}} = 586,82 \text{ kg / ml}$$

10.5.6. ELS**10.5.6.1. Volée**

$$q_1 = \frac{l}{2}(G + Q) = \frac{1,40}{2}(121 + 250)$$

$$q_1 = 333,9 \text{ kg / ml}$$

10.5.6.2. Palier de repos

$$q_2 = \frac{l}{2}(G + Q) = \frac{1,20}{2}(294 + 250)$$

$$q_2 = 489,6 \text{ kg / ml}$$

10.5.6.3. La charge équivalente

$$q^{\text{ser}}_{\text{équi}} = 391,21 \text{ kg / ml}$$

10.5.6.4. Vérification

Condition de résistance

$$q_3 = q + 1,5 P_p = 586,82 + 1,5 \times 13,70 = 697,37 \text{ daN/ml}$$

$$M_{\max} = 247,50 \text{ daN/m}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{247,50 \times 10^2}{70,70} = 350,07 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e = 2350 \text{ daN/cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

Condition de rigidité

$$q_{3np} = q_{np} + P_p = 391,21 + 13,7 = 404,91 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5 \cdot q_{3np} \cdot L_n^4}{384 \cdot E \cdot I_n} = \frac{5 \times 391,7 \times (3,26)^4 \times 10^8}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 460 \times 10^2} = 0,616 \text{ cm}$$

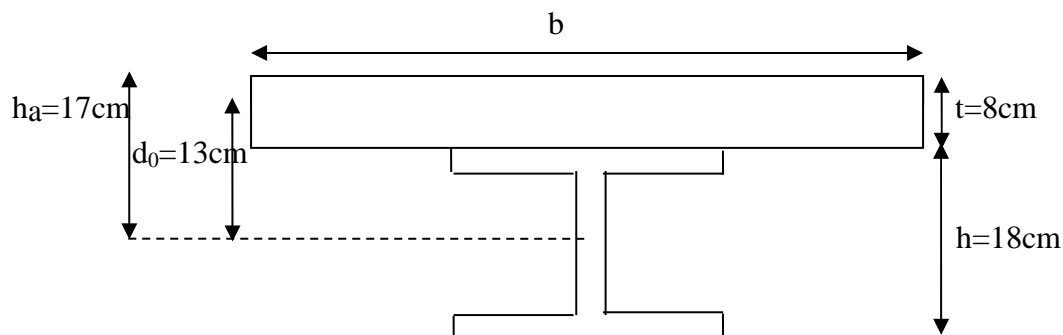
$$f_{\text{adm}} = \frac{L_n}{200} = \frac{326}{200} = 1,63 \text{ cm}$$

$$f = 0,944 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 1,63 \text{ cm}$$



Chapitre 11: ETUDE DU PLANCHER COLLABORANT

11.1. Etude d'un plancher mixte à dalle collaborant



Tel que :

h : hauteur de la poutre métallique.

t : épaisseur de béton.

d₀ : distance entre le centre de gravité du béton et celui de l'acier.

h_a : distance entre la fibre supérieure du béton et le centre de gravité de l'acier.

A : l'aire de la section de l'acier.

B₀ : l'aire de la section homogène.

I_a : inertie de l'acier.

I_b : inertie du béton.

I : inertie de la section homogène.

x : distance entre la fibre supérieure de béton et l'axe neutre de la section rendue homogène.

s' : moment statique par rapport à l'axe neutre de la partie de section homogène. situé d'un côté de la ligne de contact acier-béton.

11.2. Contraintes admissibles des matériaux

Acier : $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$

$$\tau = 0,6 \cdot \sigma_e = 141 \text{ Mpa}$$

Béton : $\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Coefficient d'équivalence : $n = 15$

Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$

11.2.1. Etapes de calcul

Les différentes étapes de calcul des plancher sont :

1^{ère} phase : Poutrelle seule

2^{ème} phase : Poutrelle collaborant

Calcul des solives

- Détermination des contraintes de flexion.
- Vérification à l'effort tranchant.
- Vérification de la flèche.
- Contraintes additionnelles de retrait.
- Contrainte finales.
- Diagramme des contraintes.

Calcul des poutres maîtresses

- Charge linéaire totale.
- Condition de flèche.
- Vérification de la résistance en flexion.
- Vérification à l'effort tranchant.

1^{ère} phase :

11.2.1.1. Poutrelle seule

Charge permanentes :

$P = \text{poids du béton frais} + \text{poids propre de la solive} = 2500 \times 0,08 + 18,8 = 218,8 \text{ kg/m}^2$.

$M_0 = Pl^2/8 = 218,8 \times 2,8^2/8 = 214,424 \text{ KN.m}$.

$T_0 = Pl/2 = 218,8 \times 2,8/2 = 306,32 \text{ kg}$.

Contraintes

$v_a = v' a = ha/2 = 9 \text{ cm}$.

$\sigma_{0a} = M_0 \cdot v_a / I_a = 21442 \times 9 / 1317$

$\sigma_{0a} = 146,52 \text{ kg/cm}^2$.

$\tau_0 = T_0 / S' a = \frac{306,32}{14,6 \times 0,53} = 39,58 \text{ kg/cm}^2$.

2^{ème} phase

11.2.1.2. Poutrelle collaborant

Calcul des solives

Section mixte :

$S = A + B/n$ avec $B = bt$ et

$n = 15$ (coefficient d'équivalence)

$S = 23,9 + (125 \times 8/15) = 90,57 \text{ cm}^2$

$d = \frac{bt}{n} \frac{t+h}{2S} = \frac{125 \times 8}{15} \frac{8+18}{2 \times 90,57} = 9,57 \text{ cm}$

$v_i = \frac{h}{2} + d = 9 + 9,57 = 18,57 \text{ cm}$

$$v_s = \frac{h}{2} + t - d = 9 + 8 - 9,57 = 7,43 \text{ cm}$$

$$I = I_A + A d^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 1317 + 23,9 \times (9,57)^2 + \frac{125 \times 8^3}{12 \times 15} + \frac{125 \times 8}{15} \left(\frac{8+18}{2} - 9,57 \right)^2 = 4645,76 \text{ cm}^4$$

Moment de flexion

$$M = \frac{ql^2}{8}$$

$$q = \frac{4}{3} (G_{\text{DALLE}} + G_{\text{solive}}) + \frac{17}{12} (Q + N_0)$$

$$M = 1,25 \left(\frac{4}{3} (635) + \frac{17}{12} (100 + 9,8) \right) \times \frac{2,8^2}{8} = 1227,71 \text{ kg.m}$$

Détermination des contraintes de flexion

Acier

$$\sigma_{ai} = M \cdot v_i / I = 122771 \times 18,57 / 4645,67 = 490,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{as} = M (v_s - t) / I = 122771 (7,43 - 8) / 4645,67 = -15,06 \text{ kg/cm}^2$$

Béton

$$\sigma_{bi} = M (v_s - t) / n I = 122771 (7,43 - 8) / (15 \times 4645,67) = -1,004 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bs} = M v_s / n I = (122771 \times 7,43) / (15 \times 4645,67) = 13,09 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification à l'effort tranchant

$$T = \frac{ql}{2} = 1,25 \left[\frac{4}{3} (635) + \frac{17}{12} (100 + 9,8) \right] \frac{2,80}{2} = 1105,65 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{T}{\square a} = \frac{1105,65}{18 \times 0,53} = 111,68 \text{ kg/cm}^2 < 0,6 \times 2350 = 1410 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification de la flèche

$$f = \frac{5QL^4}{384EI} \quad (Q \text{ non pondérée})$$

$$f = \frac{5 \times 9,31 \times 280^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 4645,67} = 0,076 \text{ cm} < \frac{L}{400} = 1,11 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Contraintes additionnelles de retrait

$$\beta = \frac{(\square + t)}{2} = \frac{18 + 8}{2} = 13 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A\beta} = \frac{1317}{23,9 \times 13} = 4,23 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B \cdot E_A \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A}{n \cdot I_A \cdot A + B \cdot I_A + B \cdot A \cdot \beta^2}$$

$$K = \frac{125.8.2.1.10^6.2.10^{-4}.13.23,9}{15.1317.23,9 + 125.8.1317 + 125.8.23,9.13^2} = 22,39$$

$$\text{D'où : } y_1 = \frac{\square}{2} + \alpha = \frac{18}{2} + 4,23 = 13,23 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 13,23 + 8 = 21,23 \text{ cm}$$

$$E_a \varepsilon = 2,1 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 420 \text{ kg/cm}^2$$

Les valeurs des contraintes sont

$$\sigma_{ai} = K(\square - y_1) = 22,39(18 - 13,23) = 106,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{as} = K \cdot y_1 = 22,39 \cdot 13,23 = 296,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \varepsilon - K \cdot y_1)}{n} = \frac{(420 - 22,39 \cdot 13,23)}{15} = 8,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \varepsilon - K \cdot y_2)}{15} = \frac{(420 - 22,39 \cdot 21,23)}{15} = -3,69 \text{ kg/cm}^2$$

11.2.2. Calcul des poutres maîtresses (IPE330)

11.2.2.1. Charge linéaire totale

- Charges permanentes :

Dalle en B.A. : $635 \times 2,7 = 1714,5 \text{ kg/ml}$

Solive : $18,8 \times 2,7 / 1,25 = 40,608 \text{ kg/ml}$

Poids propre de la poutre : $= 49,1 \text{ kg/ml}$

Total : $1804,208 \text{ kg/ml}$

- Charges variable:

Charge d'exploitation : $100 \times 2,7 = 270 \text{ kg/ml}$

Charge de la neige : $9,6 \times 2,7 = 25,92 \text{ kg/ml}$

- Charges totales :

Non pondérée : $G+Q+N=2100,128 \text{ kg/ml}$

Pondérée : $4/3G+17/12(Q+N)=2824,83 \text{ kg/ml}$

11.2.2.2. Condition de flèche

$$f = \frac{QL^4}{384EI} \text{ (Pour une poutre encadrée)}$$

$$f = \frac{28,24 \times 635^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 11770} = 0,48 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 2,54 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

11.2.2.3. Vérification de la résistance en flexion

Le moment fléchissant maximal vaut :

$$M_f = 2824,83 \times 6,35^2 / 8 = 14238,02 \text{ kg.m}$$

Le moment de plastification vaut :

$$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$$

$$M_{pl} = 804 \times 23,5 = 18894 \text{ kg.m} \Rightarrow M_f < M_{pl} \dots \dots \dots \text{Acceptable.}$$

11.2.2.4. Vérification à l'effort tranchant

$$T = \frac{ql}{2} = 2824,83 \times 6,35 / 2 = 8986,8 \text{ kg}$$

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau = \frac{T}{t_w \cdot h} = 8986,8 / 7,5 \times 330 = 3,63 \text{ kg/mm}^2$$

$$3,63 \leq 0.6 \sigma_e = 14,1 \text{ kg/mm}^2 \dots \text{C.V.}$$

11.2.3. Etude de la dalle en béton

(BAEL91-dalles rectangulaire)

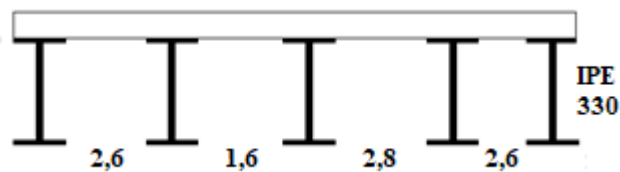


Figure 11-2 : Coupe type de la dalle

11.2.3.1. Détermination des sollicitations

Charge au m² de plancher :(G : dalle + chape antidérapante)

$$G = (2500 \times 0.08) + 80 = 280 \text{ kg/m}^2.$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2.$$

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q ; q_u = 528 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{ser} = G + Q ; q_{ser} = 380 \text{ kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,7}{6,35} = 0,425 > 0,4$$

Donc, la dalle porte suivant deux sens (BAEL91, art B .7.1)

Table 11-1: Sollicitations de plancher terrasse

Plancher terrasse	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0.2$)	
	Mappuis [daN.m]	Mtravées [daN.m]	Mappuis [daN.m]	Mtravées [daN.m]
Sens X-X	287,53	488,80	232,14	394,65
Sens Y-Y	176,40	299,88	168,21	285,96

11.2.4. Calcul du ferrailage

11.2.4.1. Sens X-X

En travées

$$M_{tx}^u = 299,88 \text{ daN.m}$$

E.L.U

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{488,0}{14,17 \times 100 \times (6,6)^2} = 0,079$$

$$\mu = 0,079 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ N}^{\circ} \text{ existe pas.}$$

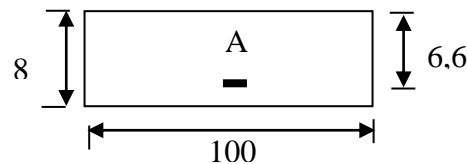


Figure 11-3 : Section de calcul en travée (x-x)

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.103$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.959$$

Détermination des armatures

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{4888,0}{348 \times 0.959 \times 6.6} = 2.22 \text{ cm}^2 / m_L$$

Condition de non fragilité (CBA91/A4.2.1)

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) \Rightarrow A_t = 2.22 \text{ cm}^2 / m_L$$

Espacement maximal des armatures

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$.

Choix des armatures

5T8/m_L → A = 2.51 cm²/m_L.

(T10 → e = 20cm).

E.L.S

$$\left. \begin{array}{l} M_{tx}^{ser} = 394,65 \text{ daN.m} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{488,8}{394,65} = 1.24$

$$\frac{1.24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.37 > \alpha = 0.103$$

E.L.S

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s)) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

En appuis

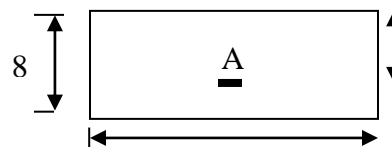
E.L.U

$$M_{ax}^u = 287,53 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{2875,3}{14.17 \times 100 \times (6.6)^2} = 0.047$$

$$\mu = 0,047 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$



$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0602$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.976$$

Détermination des armatures

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{2875,3}{348 \times 0.976 \times 6.6} = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

Condition de non fragilité : (CBA91/A4.2.1)

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) \Rightarrow A_t = 1.30 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures

$$5T8/m_L \longrightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

E.L.S

$$M_{ax}^{ser} = 232,14 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{287,53}{232,14} = 1,24$$

$$\frac{1.24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.37 > \alpha = 0.060$$

Conclusion

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

11.2.4.2.Sens Y-Y

En travées

$$M_{ly}^u = 299.88 \text{ daN.m}$$

E.L.U

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{2998,8}{14,17 \times 100 \times (5,8)^2} = 0,063$$

$$\mu = 0,063 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' N' \text{ existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,081$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,967$$

Détermination des armatures

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{2998,8}{348 \times 0,967 \times 5,8} = 1,54 \text{ cm}^2 / m_L$$

Condition de non fragilité (CBA91/A4.2.1)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,54 \text{ cm}^2 / m_L$$

Espacement maximal des armatures

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min(4h_d; 40 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$.

Choix des armatures

4T8/m_L → A = 2.01cm²/m_L.
(T10 → e = 25cm).

E.L.S

$$M_{ty}^{ser} = 285.96 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{299,88}{285,96} = 1.05$

$$\frac{1,05 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275 > \alpha = 0,081$$

Conclusion

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$
Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour (σ_s)) } \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

Sur appuis

E.L.U

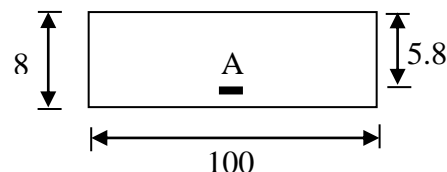


Figure 11-1: Section de calcul en travée (y-y)

$$M_{ay}^u = 176.4 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{1764}{14 \cdot 17 \times 100 \times (5.8)^2} = 0.037$$

$$\mu = 0,037 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.047$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,981$$

Détermination des armatures

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{1764}{348 \times 0,981 \times 5,8} = 0,89 \text{ cm}^2 / m_L$$

Condition de non fragilité (CBA91/A4.2.1)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures

$$4T8/m_L \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm})$$

E.L.S

$$M_{ay}^{ser} = 168,21 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

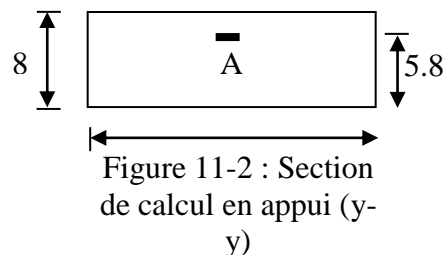
$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{176,4}{168,21} = 1,05$$

$$\frac{1.05 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.275 > \alpha = 0,047$$

Conclusion

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$



11.3.Calcul des connecteurs

11.3.1. Introduction

Le fonctionnement d'un tel plancher n'est disponible que si la connexion entre la poutre métallique et le béton se fait sans glissement, c'est pourquoi, on est obligé de disposer des éléments de liaison appelés connecteurs.

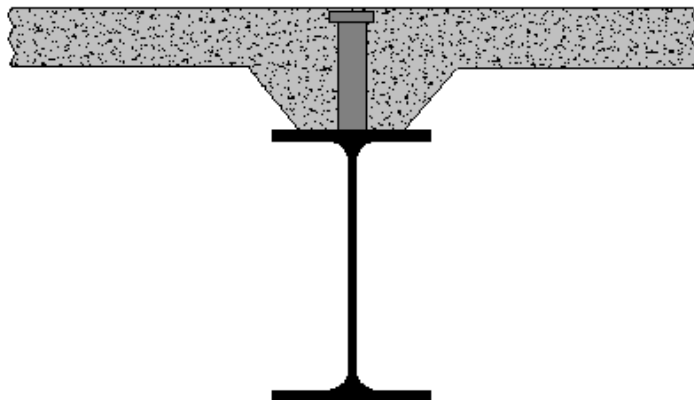


Figure 11-4: Connexion acier-béton.

Ces connecteurs ont pour rôles :

De recevoir un effort de cisaillement de la part de la poutre métallique qu'ils transmettent au béton par butée, cet effort correspond à l'effort de glissement, c'est-à-dire à la variation de compression du béton due à la flexion.

D'empêcher un soulèvement du béton, cet effort de soulèvement est donné par l'*EC4* comme n'étant pas inférieur à 10% de sa résistance ultime au glissement.

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète.

On utilise des tôles profilées en acier et des goujons à tête de 6,4 mm et de diamètre $d_t = 24$ mm dont l'acier a une résistance ultime en traction spécifiée de $f_u = 450$ MPa

(*EC4 .6.3.2.1* limite la valeur à prendre en compte à 500 MPa)

La hauteur des goujons h est de 65mm, ainsi que le diamètre $d = 16$ mm

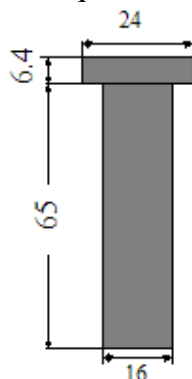


Figure 11-5: Dimensions goujon

11.3.2. Le nombre de goujons et l'espacement

Il doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé section 6.2 Eurocode 4, divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{Rd} section 6.3 ou 6.5 Eurocode 4.

$$N \geq \frac{N_l}{P_{Rd}}$$

P_{Rd} : la résistance d'un connecteur

N_l : l'effort de cisaillement longitudinal

11.3.3. Calcul de la résistance d'un connecteur P_{Rd}

La résistance ultime d'un connecteur P_{Rd} est donnée par :

$$\text{Min de } \begin{cases} P_{Rd} = 0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} \\ P_{Rd} = 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \end{cases}$$

Avec :

- f_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton (25 MPa).
- γ_c : coefficient du béton =1,5 en combinaison fondamentale.
- f_u : la contrainte résistante ultime de l'acier du goujon (450MPa).
- $\alpha = 1,0$ pour $\frac{h}{d} \geq 4$ (avec goujon ductile)
- E_{cm} : module de Young instantané du béton (30500 MPa)
- $\gamma_v = 1,25$, le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime.

AN :

$$P_{Rd} = \text{min de } \begin{cases} 0,8 \times 450 \frac{3,14 \times 16^2}{4} \frac{1}{1,25} = 57876,48N \\ 0,29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30500} \times \frac{1}{1,25} = 51861,83N \end{cases}$$

Donc : $P_{Rd} = 51861,83N$

11.3.4. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal V_l

$$V_l = F_{cf}$$

$$F_{cf} = \text{min } \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a f_y}{\gamma_a} \dots (1) \\ \frac{0,85 A_c f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{st} f_{sk}}{\gamma_s} \dots (2) \end{array} \right\}$$

$$A_a = 23,9 \text{ cm}^2 (\text{IPE180})$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2 (\text{S235})$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_a = 1,1$$

$$A_c = b_{eff} \times t = 125 \times 8 = 1000 \text{ cm}^2.$$

$$A_{se} = 0. \text{ pas de ferrailage.}$$

$$F_{cf} = \frac{A_a f_y}{\gamma_a} = \frac{23,9 \times 10^{+2} \times 235}{1,1}$$

$$F_{cf}^{(1)} = 510590,9 \text{ daN}$$

$$F_{cf}^{(2)} = \frac{0,85 A_c f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} f_{ck}}{\gamma_s} = \frac{0,85 \times 1000 \times 10^{+2} \times 25}{1,5}$$

$$F_{cf} = 1416666,7 \text{ daN}$$

$$\text{Donc : } V_l = F_{cf} = 510590,9 \text{ N}$$

D'où le nombre des connecteurs N est :

$$N \geq \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{510590,9}{51861,83} = 9,84$$

N = 10 goujons.

11.3.5. L'espacement des goujons

L'espacement est détaillé dans l'EC4 6.3.2, 6.3.3.

Le nombre de connecteur N est uniformément reparti sur une longueur critique L_{cr} .

Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives, donc $L_{cr} = \frac{1}{2} L$

Alors l'espacement des connecteurs S est :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} \text{ ou } L_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{3100}{2} = 1550 \text{ mm}$$

$$S = \frac{1550}{10} = 155 \text{ mm}$$

$$S = 27,8 \text{ cm}$$

Donc, les connecteurs dont les dimensions : diamètre $d=16\text{mm}$, hauteur $h=65\text{mm}$, diamètre de tête de goujon 24mm , hauteur de tête $6,4\text{mm}$; espacés de 15cm entre eux uniformément réparties sur toute la longueur des solives, sont disposés pour solidariser la dalle avec les solives.

Chapitre 12 : Etude du vent

Chapitre 12: ETUDE DU VENT

12.1.Introduction

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression, dans le domaine du génie civil les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité des ouvrages, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois de la structure. Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposée horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure, ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres :

La région, le site, l'altitude, les dimensions de l'ouvrage, et la majoration dynamique.

Pour notre site qui est près de la zone côtière, le vent est généralement modéré.

Les estimations quantitatives de l'effet du vent se feront à la base du règlement **RNV 99**.

12.2.Application de RNV99

- Les RNV99 impose un calcul dans les deux directions du vent, lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.
- La direction V_1 du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction V_2 du vent : parallèle à la façade principale.

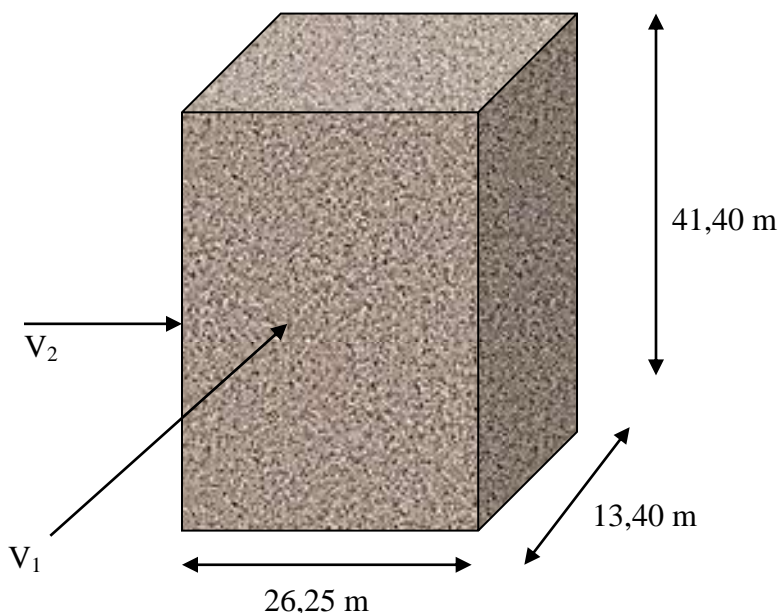


Figure 12-1: Action de vent

12.2.1. Détermination du coefficient dynamique Cd

Données relatives au site (RNV99 Tab 2.5)

Site plat : $C_t=1$; Zone I: $q_{ref}=375 \text{ N/m}^2$ (RNV99 Tab 2.3)

Catégorie de terrain : IV (RNV99 Tab2.4)

Facteur de terrain : $KT=0,24$

Paramètre de rugosité : $Z_0=1 \text{ m}$

Hauteur minimale : $Z_{min}=16 \text{ m}$

Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d : $\xi = 0,46$

Dans notre structure on a : $L_x=26,25$ et $L_y =13,40 \text{ m}$ donc on fait le calcul suivant les deux sens.

Pour les structure en acier : $H = 41,40 \text{ m}$; $b = 13,40 \text{ m}$; $d = 26,25 \text{ m}$

Après l'interpolation on aura : $C_d = 1$ et $C_d = 0,96$ (RNV99 Fig. 3.2)

12.2.2. Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

Structure permanente : $q_{dyn} = q_{ref} \times C_e(z_j)$ (RNV99 Ch2 paragraphe 3.2)

q_{ref} : est la pression dynamique de référence $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$

C_e : c'est le coefficient d'exposition au vent donné par la formule suivante :

$$C_e(z) = C_{r,z}^2 \times C_{r,z}^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_r}{C_{r,z} \times C_{r,z}} \right]$$

Avec : KT Facteur de terrain ($KT=0,24$)

C_r coefficient de rugosité donné par la formule suivante :

Il est défini par la loi logarithmique :

$$\begin{cases} C_r(z) = KT \times \ln(z/z_0) & \text{pour } Z_{min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = KT \times \ln(Z_{min}/z_0) & \text{pour } z \leq Z_{min} \end{cases}$$

Z_{min} : Hauteur minimale ($Z_{min} = 16 \text{ m}$)

Z_0 : Paramètre de rugosité ($Z_0 = 1 \text{ m}$)

Z = Hauteur considérée ($Z = 30,06 \text{ m}$)

Tableau 12-1: Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

Zj	Cr	Ce	qdyn
2,04	0,66542129	1,56069327	585,259976
5,61	0,66542129	1,56069327	585,259976
8,67	0,51836851	1,13956501	427,336878
11,73	0,59091592	1,34192037	503,220138
14,79	0,64654831	1,50422587	564,0847
17,85	0,69168084	1,6404462	615,167326
20,91	0,7296546	1,75821557	659,33084
23,97	0,76243273	1,86219066	698,321497
27,03	0,79126737	1,95543322	733,287458
30,09	0,81700629	2,04006986	765,026197

33,15	0,84025025	2,11764091	794,115341
36,21	0,86144048	2,1892997	820,987387
39,27	0,88091061	2,25593332	845,974996
40,41	0,88777855	2,27961871	854,857015

12.2.2.1. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

Pour les parois verticales il convient de diviser les parois comme l'indique la figure (2.1), les valeurs de C_{pe, 10} et C_{pe, 1}. Sont donnée par le tableau (2.2)

- Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure

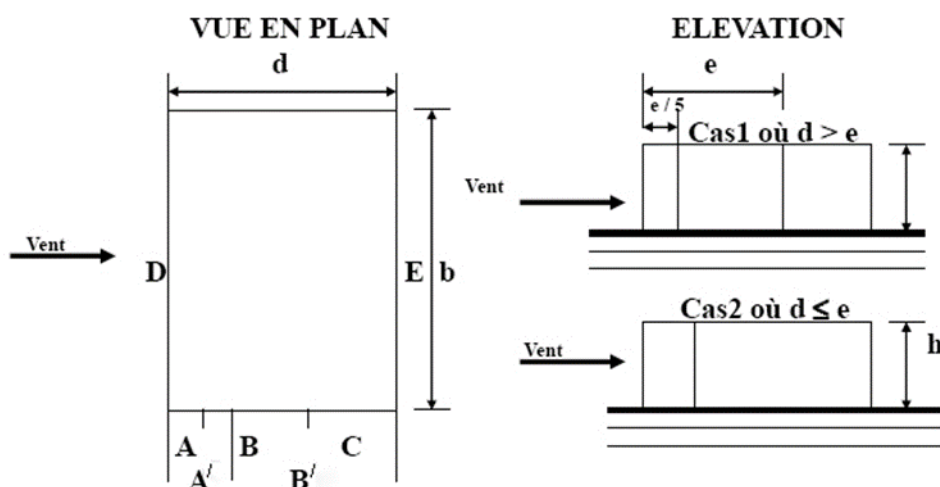


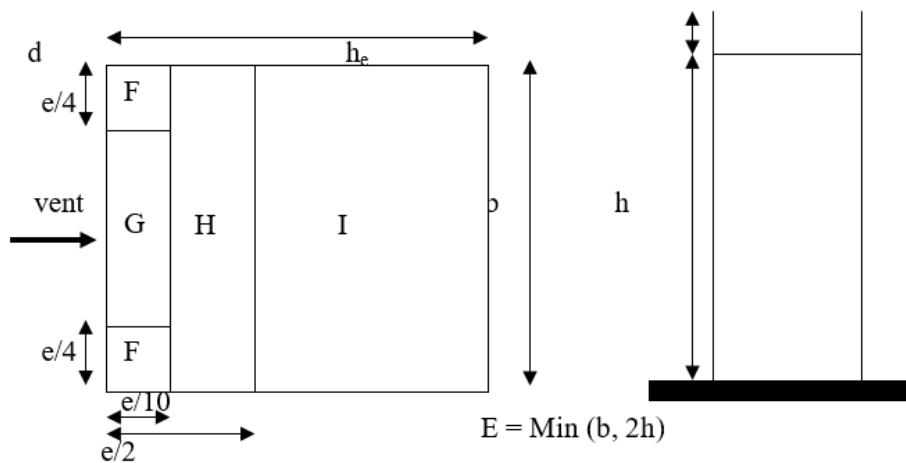
Figure 12-2 : Répartition coefficients des de pression (paroi verticale)

Tableau 12-2 : Parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

A, A'		B, B'		C		D		E	
C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
-1.0	-1.3	-0,8	-1.0	-0.5		+0.8	+1.0	-0.3	

C_{pe} : pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.

Toiture plate : les toitures plates sont celles dans la pente est inférieur ou égale à 4°, il Convient de la toiture comme l'indique la



B : Dimension du coté perpendiculaire au vent.

Figure 12-3: Légende pour les toitures plates

On détermine la pression extérieure des toitures plates : (*RNV 99 Tab 5.2*)

Alors dans notre cas :

1er sens :

Parois verticales : on a $b = 31,80$; $d = 13,60$ m et $h = 30,60$ m.

$e = \text{Min}(31,80, 2 \cdot 30,60)$ donc $e = 31,80$ m.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

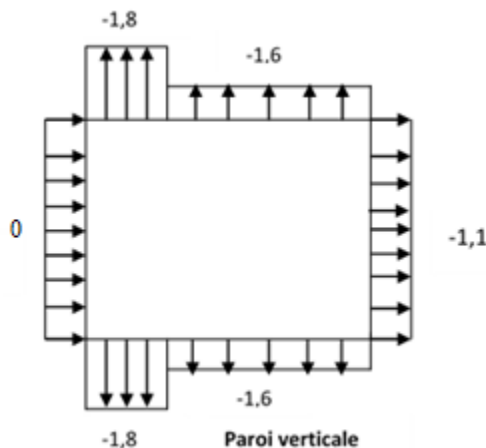
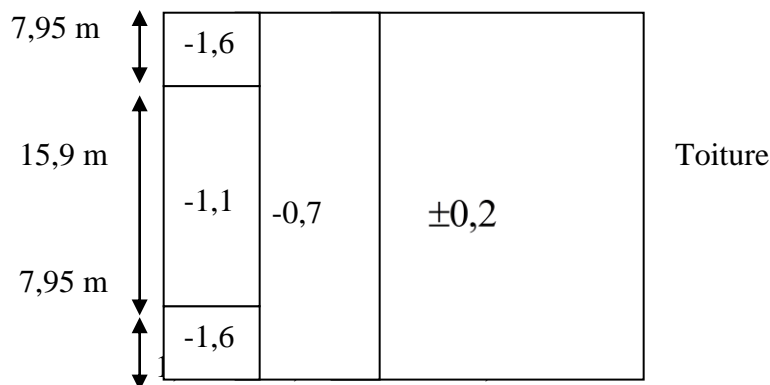


Figure 12-4: coefficient C_p de la paroi vertical

12.2.3. Toiture

Dans notre cas : $b = 31,80$ m $h = 30,60$ m et $e = 31,80$ m. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :



← Figure 12-5: Cpe sur les toitures

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe10} \text{ parce que } S \geq 10 \text{ m}^2$$

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée (Ch5 paragraphe 1.1).

Donc on a : $S \geq 10 \text{ m}^2$ d'où $C_{pe} = C_{pe10}$

Tableau 12-3: coefficients de pression extérieure des toitures plates

	F		G		H		I	
Cpe 10	Cpe10	Cpe 1	Cpe ₁₀	Cpe 1	Cpe10	Cpe 1	Cpe10	Cpe 1
H _p /h=0.025	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	±0.2	
H _p /h = 0.05	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	±0.2	
H _p /h = 0.1	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	±0.2	

Dans notre cas : h_P = 0,5 m ; H = 30,60 m ; toiture plat ($\alpha \leq 4\%$).

$$h_p / H = 0,4 / 30,60 = 0,0131$$

12.2.3.1. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi}

Dans le cas de bâtiment avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées :

C_{pi} = +0,8 et C_{pi} = -0,5 (Ch5 paragraphe 2.2).

On prend : C_{pi} = 0,8

12.2.3.2. Détermination du coefficient de pression de vent C_p

On calcul à l'aide de la formule suivant : C_p = C_{pe} - C_{pi} et On a C_{pi} = 0,8. Et C_{pe} = C_{p10}

Tableau 12-4: Coefficient de pression de vent C_p

Zone	C _{pi}	C _{pe} = C _{p10}	C _p
A, A'	0.8	-1	-1.8
B, B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1

F	0.8	-1.7	-2.5
G	0.8	-1.2	-2.0
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	± 0.2	-1/-0.6

12.2.3.3.Répartition du coefficient de pression

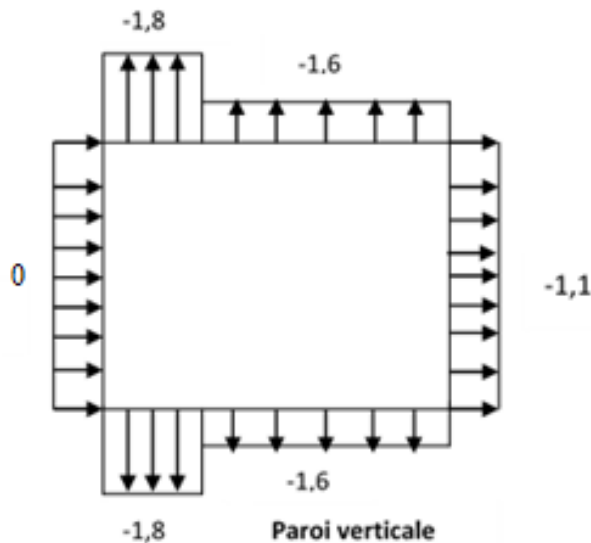


Figure 12-6: Coefficient paroi verticale

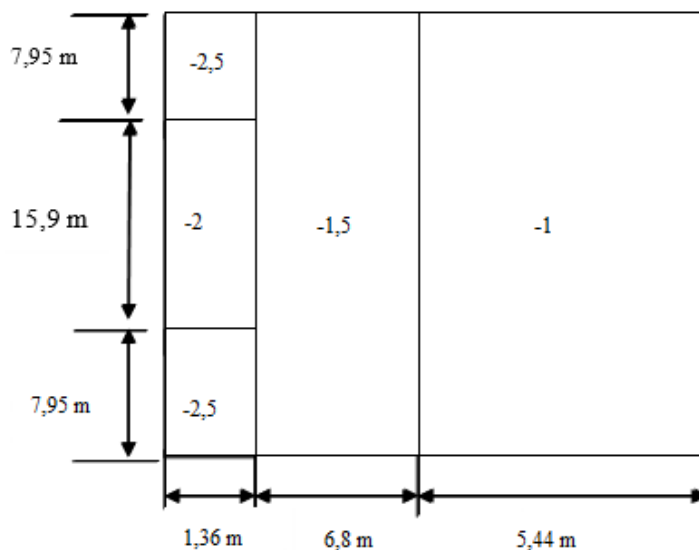


Figure 12-7: Coefficient toiture

12.2.4.Détermination de la pression due au vent

La pression due au vent q_j , qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(Z_j).$$

C_d : coefficient dynamique de la construction.

W : la pression nette exerce sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j $W(Z_i)$ donnée à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}). \quad \text{D'où : } q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_p).$$

Les valeurs de q_j sont données par le tableau suivant :

Tableau 12-5: La pression due au vent

Z_j m	C_d	q_{dyn} N/m ²	C_p	q_j N/m ²
2,04	1	585,2599764	1,1	643,7859741
5,61	1	585,2599764	1,1	643,7859741
8,67	1	427,3368781	1,1	470,070566
11,73	1	503,2201378	1,1	553,5421515
14,79	1	564,0847002	1,1	620,4931703
17,85	1	615,1673256	1,1	676,6840582
20,91	1	659,33084	1,1	725,263924
23,97	1	698,3214973	1,1	768,153647
27,03	1	733,2874578	1,1	806,6162036
30,09	1	765,0261966	1,1	841,5288162
33,15	1	794,115341	1,1	873,5268751
36,21	1	820,9873872	1,1	903,0861259
39,27	1	845,9749959	1,1	930,5724955
40,41	1	854,8570153	-2,5	-2137,14253
40,41	1	854,8570153	-2	-1709,71403
40,41	1	854,8570153	-1,5	-1282,28552
40,41	1	854,8570153	-1	-854,857015
40,41	1	854,8570153	-0,6	-512,914209

12.2.5. Calcul des forces de frottement

La construction pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées est celles dont le rapport $d/b \geq 3$.

Dans notre cas, cette condition n'est pas vérifiée, alors on peut négliger les effets des forces de frottement

12.2.5.1. Détermination de la force résultante

La force résultante R , se décompose en deux forces :

Une force globale horizontale F_w , qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère.

Une force de soulèvement F_u .

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum q_j \times S_j + \sum F \times f_{rj}$$

Tableau 12-6: Les valeurs de la force résultante

Z _j (m)	Zone	S m ²	q _{dyn} N/m ²	q _j N/m ²	R _x N	Fr _j
2,04	1,1	53,55	585,259976	643,7859741	34788,14563	313,406717
5,61	1,1	80,325	585,259976	643,7859741	52182,21844	470,110076
8,67	1,1	80,325	427,336878	470,070566	38101,67656	343,258347
11,73	1,1	80,325	503,220138	553,5421515	44867,4849	404,211576
14,79	1,1	80,325	564,0847	620,4931703	50294,21494	453,101035
17,85	1,1	80,325	615,167326	676,6840582	54848,78013	494,133154
20,91	1,1	80,325	659,33084	725,263924	58786,4322	529,607497
23,97	1,1	80,325	698,321497	768,153647	62262,86844	560,926743
27,03	1,1	80,325	733,287458	806,6162036	65380,45971	589,013151
30,09	1,1	80,325	765,026197	841,5288162	68210,30946	614,507292
33,15	1,1	80,325	794,115341	873,5268751	70803,91939	637,873148
36,21	1,1	80,325	820,987387	903,0861259	73199,85118	659,458119
39,27	1,1	80,325	845,974996	930,5724955	75427,76511	679,529415
40,41	-2,5	15,75	854,857015	-2137,142	-33525,355	134,63998
40,41	-2	15,75	854,857015	-1709,7140	-26793,356	134,63998
40,41	-1,5	15,75	854,857015	-1282,2855	-20061,357	134,63998
40,41	-1	15,75	854,857015	-854,85701	-13329,358	134,63998
40,41	-0,6	15,75	854,857015	-512,91420	-7943,7588	134,63998

Donc on a :

R_x = 674,5 KN

2ème sens :

Parois verticales : on a b = 13,40 ; d = 26,25 m et h = 41,40 m.

e = Min (26,25, 2×41,40) donc e = 26,25 m.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

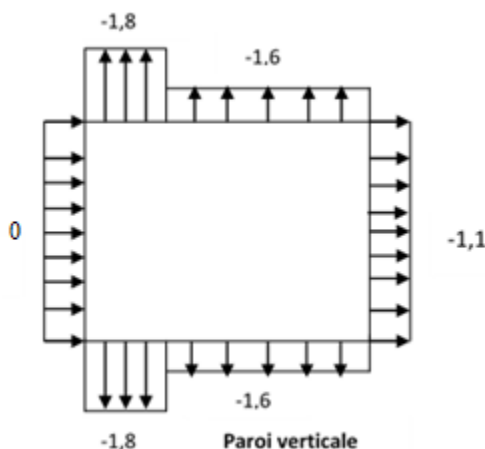


Figure 12-8: Coefficient paroi verticale

Tableau 12-7: Les valeurs de C_p

Zone	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p10}$	C_p
A, A'	0.8	-1	-1.8
B, B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.7	-2.5
G	0.8	-1.2	-2.0
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	± 0.2	-1 -0.6

Tableau 12-8: les valeurs de pression dynamique

Z_j m	C_d	q_{dyn} N/m ²	C_p	q_i N/m ²
2,04	0,96	585,2599764	1,1	618,0345351
5,61	0,96	585,2599764	1,1	618,0345351
8,67	0,96	427,3368781	1,1	451,2677433
11,73	0,96	503,2201378	1,1	531,4004655
14,79	0,96	564,0847002	1,1	595,6734435
17,85	0,96	615,1673256	1,1	649,6166959
20,91	0,96	659,33084	1,1	696,2533671
23,97	0,96	698,3214973	1,1	737,4275011
27,03	0,96	733,2874578	1,1	774,3515555
30,09	0,96	765,0261966	1,1	807,8676636
33,15	0,96	794,115341	1,1	838,5858001
36,21	0,96	820,9873872	1,1	866,9626809
39,27	0,96	845,9749959	1,1	893,3495956
40,41	0,96	854,8570153	-2,5	-2051,65837
40,41	0,96	854,8570153	-2	-1641,32569
40,41	0,96	854,8570153	-1,5	-1230,99412
40,41	0,96	854,8570153	-1	-820,662347
40,41	0,96	854,8570153	-0,6	-492,397608

Tableau 12-9: la force résultante

Z_j (m)	Zone	S m ²	q_{dyn} N/m ²	q_j N/m ²	R_x N	Fr_j
2,04	1,1	53,55	585,259976	618,0345351	33409,15607	313,406717
5,61	1,1	80,325	585,259976	618,0345351	50113,73411	470,110076
8,67	1,1	80,325	427,336878	451,2677433	36591,33983	343,258347
11,73	1,1	80,325	503,220138	531,4004655	43088,95396	404,211576
14,79	1,1	80,325	564,0847	595,6734435	48300,57038	453,101035
17,85	1,1	80,325	615,167326	649,6166959	52674,59425	494,133154
20,91	1,1	80,325	659,33084	696,2533671	56456,15921	529,607497

23,97	1,1	80,325	698,321497	737,4275011	59794,79077	560,926743
27,03	1,1	80,325	733,287458	774,3515555	62788,80184	589,013151
30,09	1,1	80,325	765,026197	807,8676636	65506,47737	614,507292
33,15	1,1	80,325	794,115341	838,5858001	67997,27754	637,873148
36,21	1,1	80,325	820,987387	866,9626809	70298,23546	659,458119
39,27	1,1	80,325	845,974996	893,3495956	72437,83568	679,529415
40,41	-2,5	15,75	854,857015	-2051,65637	-32178,9552	134,63998
40,41	-2	15,75	854,857015	-1641,32546	-25716,2366	134,63998
40,41	-1,5	15,75	854,857015	-1230,99102	-19253,5113	134,63998
40,41	-1	15,75	854,857015	-820,662737	-12790,7809	134,63998
40,41	-0,6	15,75	854,857015	-492,397648	-7620,62283	134,63998

Donc on a :

$R_z = 621,5 \text{ KN}$

Remarque

Le RNV 99 prend en compte :

- Diffusion de vent.
- Les zones les plus excitées par le vent.
- La force de frottement.
- Les directions.

12.2.6. Vérification de la stabilité

La force résultante R dans chaque direction est négligeable devant le poids du bâtiment donc il n'y a pas de risque de soulèvement ou de renversement.

Chapitre 13 : Etude sismique

Chapitre 13: ETUDE SISMIQUE

13.1.Introduction :

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle, ce travail sera suivi de certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure d'origine.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilités.

13.2.Etapes de modélisation :

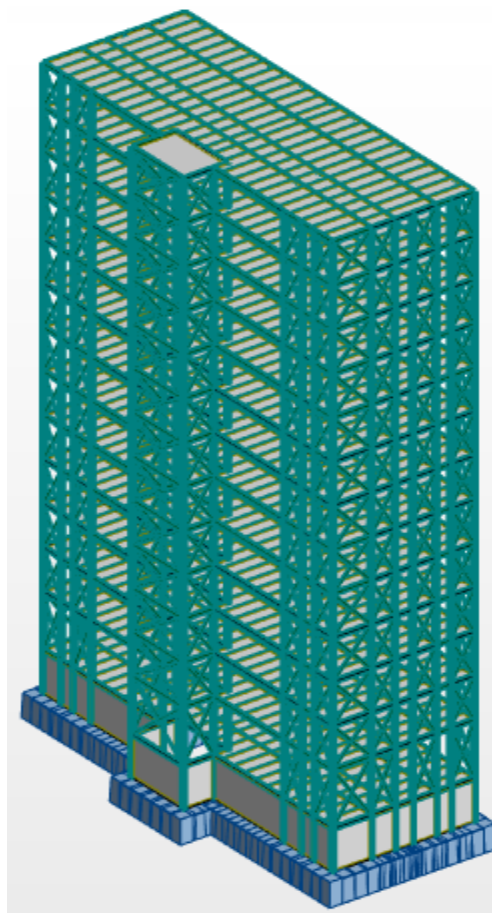


Figure 13-1:modélisation de structure

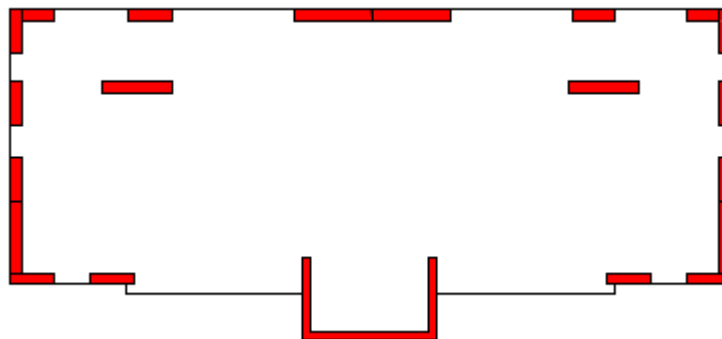


Figure 13-2: Des positions des contreventements

13.3.Détermination des combinaisons de charges :

C1 : G+Q

C2 : 1,35 G+1,5Q

C3 : G+Q±EX

C4: G+Q±EY

C5 : 0,8G±EX

C6 : 0,8G±EY

Zone : IIa

Usage : 1B

Assise : S1

Coefficient de qualité : 1,3

Coefficient de comportement sens x : 4

Coefficient de comportement sens y : 4

Amortissement : 5 %

$T_x = \min(0,81; 0,86) = 0,81s$

$T_y = \min(0,88; 0,86) = 0,86s$

$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 s$

$D_x = 1,291$

$D_y = 1,217$

13.3.1.Force sismique V

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = 1864,95 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = 1757,64 \text{ kN}$$

Tableau 13-1: Résultats dynamiques

Cas	Période [sec]	Somme UX	Somme UY	UX [%]	UY [%]
1	1,13	0,05	66,76	0,05	66,76
2	1,04	64,74	66,82	64,69	0,06
3	0,62	64,97	66,82	0,23	0,00
4	0,38	64,97	88,09	0,00	21,27
5	0,33	86,11	88,09	21,14	0,00
6	0,22	86,22	88,09	0,11	0,00
7	0,20	86,22	91,89	0,00	3,80
8	0,17	90,83	91,89	4,61	0,00
9	0,13	90,83	93,36	0,00	1,47
10	0,13	91,02	93,36	0,20	0,00

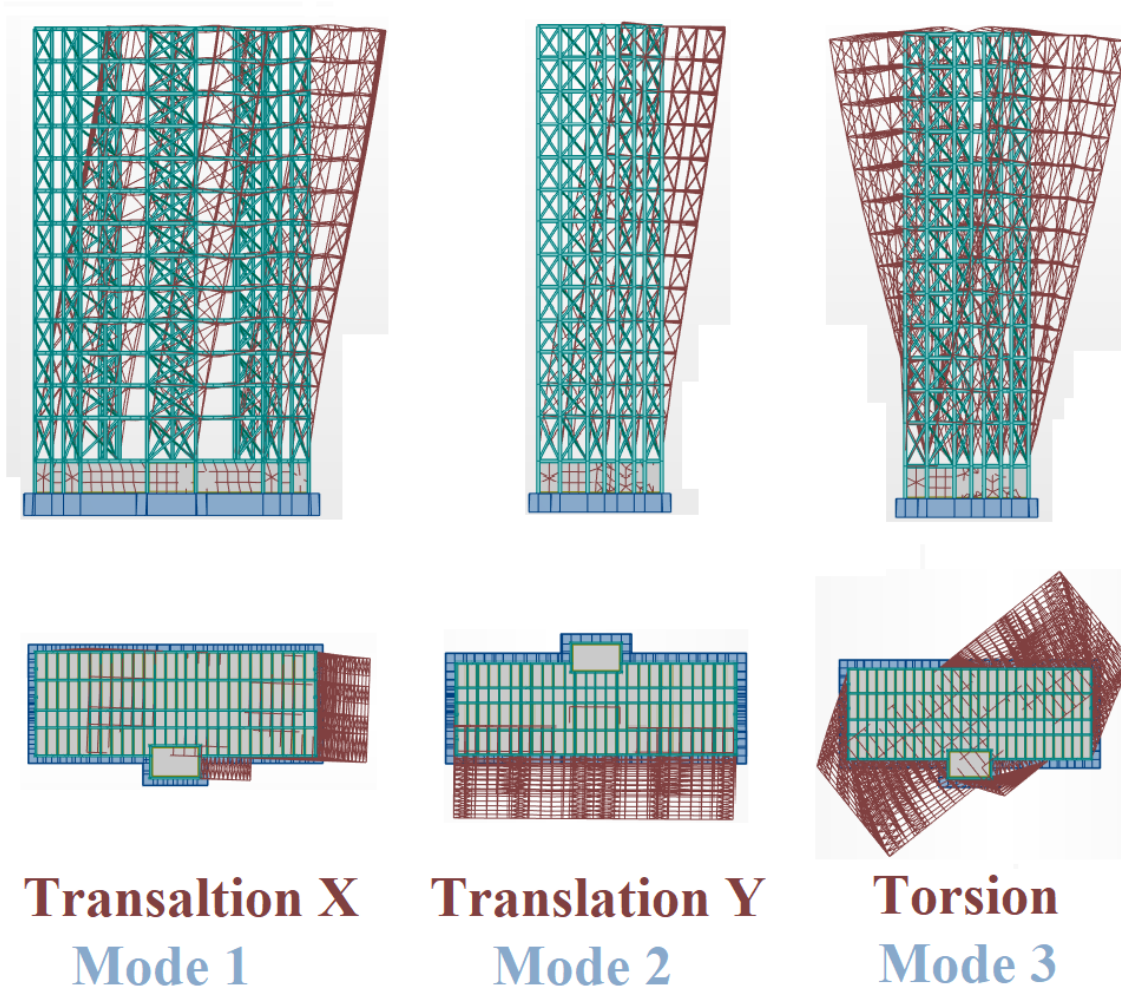


Figure 13-3 : La déformée des 3 premier modes

13.3.2. Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ' $V_t > 0,8V$ '.

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

$$r = \frac{0,8V}{V_t} \quad (\text{RPA99/2003V2003 page 36})$$

V_t : tiré du logiciel de calcul (modale spectrale)

V : obtenu par la méthode statique équivalente

Tableau 13-2: résultante des forces sismique

Sens	V_t (KN)	$0,8V_t$	V (KN)	$0,8V_t \leq V$
X	1864,95	1491,96	1552,97	ok
Y	1757,64	1406,12	1482,08	ok

Nous avons la résultante de la force sismique obtenue par le logiciel supérieur à 80% de la force sismique calculée par la méthode statique équivalente dans les deux directions. Condition vérifiée.

13.3.3. Evaluation des excentricités

Nous avons à calculer selon le RPA les excentricités théorique et accidentelle suivant les directions x et y puis procéder au calcul avec la plus grande des deux valeurs.

- Excentricité théorique

$$\begin{cases} E_x = X_m - X_t \\ E_y = Y_m - Y_t \end{cases}$$

X_m ; Y_m : coordonnées du centre de masse ;

X_t ; Y_t : coordonnées du centre de torsion ;

- Excentricité accidentelle

$$\begin{cases} E_{acc_x} = 0.05 \times \max(L_x, L_y) = 1,3125m \\ E_{acc_y} = 0.05 \times \max(L_x, L_y) = 1,3125m \end{cases}$$

L_x ; L_y : dimensions de la structure en plan (26,25m ; 14,3m)

Tableau 13-3: valeurs excentricité théorique et accidentelle

Niveau	G (X_m, Y_m)	R (X_t, Y_t)	$e_{x_{th}}$	$e_{y_{th}}$	e_{acc_x}	e_x adopté	e_y adoptée
1	11,13 6,68 2,06	11,11 4,82 1,60	0,02	1,86	1,3125	1,3125	1,3125
2	11,13 7,04 6,98	11,19 6,88 5,85	0,06	0,17	1,3125	1,3125	1,3125
3	11,13 7,05 10,11	11,19 6,88 9,33	0,06	0,17	1,3125	1,3125	1,3125
4	11,13 7,05 13,17	11,19 6,88 12,39	0,06	0,17	1,3125	1,3125	1,3125
5	11,13 7,05 16,23	11,19 6,88 15,45	0,06	0,17	1,3125	1,3125	1,3125

6	11,13 7,02 19,22	11,19 6,88 18,51	0,06	0,15	1,3125	1,3125	1,3125
7	11,13 7,02 22,28	11,19 6,88 21,57	0,06	0,15	1,3125	1,3125	1,3125
8	11,13 7,02 25,34	11,19 6,88 24,63	0,06	0,15	1,3125	1,3125	1,3125
9	11,13 7,02 28,40	11,19 6,88 27,69	0,06	0,15	1,3125	1,3125	1,3125
10	11,13 7,02 31,46	11,19 6,88 30,75	0,06	0,15	1,3125	1,3125	1,3125
11	11,13 7,02 34,52	11,19 6,88 33,81	0,06	0,15	1,3125	1,3125	1,3125
12	11,13 7,02 37,58	11,19 6,88 36,87	0,06	0,15	1,3125	1,3125	1,3125
13	11,13 7,02 40,64	11,19 6,88 39,93	0,06	0,15	1,3125	1,3125	1,3125
14	11,13 6,79 43,74	11,19 6,88 42,99	0,06	0,09	1,3125	1,3125	1,3125

13.3.4. Vérification des déplacements inter-étages

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta k \times R \leq h_k / 100$$

Δk : déplacement relatif à l'étage k par rapport au niveau k-1.

R : coefficient de comportement.

H_k : hauteur de l'étage k.

Tableau 13-4: vérification déplacement inter-étages

Niveau	H mm	Δk_x cm	Δk_y cm	$R \times k_x$ cm	$R \times k_y$ cm	0.01h mm	Observation $\Delta k_x < 0,01h$	Observation $\Delta k_y < 0,01h$
1	3060	0,0	0,0	0	0	30,6	vérifiée	vérifiée
2	4080	1,1	0,1	4,4	0,4	40,8	vérifiée	vérifiée
3	3060	1,0	0,1	4	0,4	30,6	vérifiée	vérifiée
4	3060	1,1	0,1	4,4	0,4	30,6	vérifiée	vérifiée
5	3060	1,1	0,1	4,4	0,4	30,6	vérifiée	vérifiée
6	3060	1,1	0,1	4,4	0,4	30,6	vérifiée	vérifiée
7	3060	1,2	0,1	4,8	0,4	30,6	vérifiée	vérifiée
8	3060	1,2	0,1	4,8	0,4	30,6	vérifiée	vérifiée
9	3060	1,2	0,1	4,8	0,4	30,6	vérifiée	vérifiée
10	3060	1,1	0,1	4,4	0,4	30,6	vérifiée	vérifiée
11	3060	1,1	0,1	4,4	0,4	30,6	vérifiée	vérifiée
12	3060	1,0	0,1	4	0,4	30,6	vérifiée	vérifiée
13	3060	1,0	0,0	4	0	30,6	vérifiée	vérifiée
14	3060	0,9	0,0	3,6	0	30,6	vérifiée	vérifiée

13.3.5. Vérification effet P-delta

Les effets du second ordre ou effet P- peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k ;

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k ;

Δ : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 ;

hk : hauteur du niveau k.

Tableau 13-5: vérification effets du second ordre sens x-x

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-43585,5	0	1552,69	3,06	0,00	OK
2	-38723,36	1,1	1552,2	4,08	0,07	OK
3	-34859,06	1	1463,02	3,06	0,08	OK
4	-31749,99	1,1	1328,79	3,06	0,09	OK
5	-29019,69	1,1	1181,62	3,06	0,09	OK
6	-26029,83	1,1	1053,84	3,06	0,09	OK
7	-23039,97	1,2	999,26	3,06	0,09	OK
8	-20075,84	1,2	944,52	3,06	0,08	OK
9	-17230,85	1,2	887,33	3,06	0,08	OK
10	-14385,86	1,1	825,16	3,06	0,06	OK
11	-11540,88	1,1	749,5	3,06	0,06	OK
12	-8695,89	1	647,99	3,06	0,04	OK
13	-5850,9	1	508,2	3,06	0,04	OK
14	-3005,92	0,9	322,12	3,06	0,03	OK

Tableau 13-6 : vérification effets du second ordre sens y-y

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-43586	0	1482,25	3,06	0,00	OK
2	-38723	1,5	1481,37	4,08	0,10	OK
3	-34859	1,1	1386,87	3,06	0,09	OK
4	-31750	1,2	1260,48	3,06	0,10	OK
5	-29020	1,2	1198,02	3,06	0,09	OK
6	-26030	1,2	1071,08	3,06	0,10	OK
7	-23040	1,3	989,9	3,06	0,10	OK
8	-20076	1,3	907,76	3,06	0,09	OK
9	-17231	1,3	852,24	3,06	0,09	OK
10	-14386	1,2	787,75	3,06	0,07	OK
11	-11541	1,2	708,05	3,06	0,06	OK
12	-8696	1,1	606,51	3,06	0,05	OK
13	-5851	1,1	473,51	3,06	0,04	OK
14	-3006	1	299,95	3,06	0,03	OK

13.3.6. Distribution de l'effort tranchant à la base

Une part de l'effort tranchant V_t est appliquée au sommet du bâtiment dans les conditions suivantes

$$\begin{cases} Ft = 0 \text{ si } T \leq 0,7s \\ Ft = 0.07TV \text{ si } 0,7 \end{cases}$$

Le reste est distribué à chaque niveau par :

$$Fn = (V - Ft) \frac{Wn \times Hn}{\sum Wi \times Hi}$$

Fn : force horizontale appliquée au niveau n ;

Wn : Masse au niveau n ;

Hn : hauteur du niveau n ;

i : variant de 1 à n.

Les résultats de notre calcul sont inscrits dans le tableau ci-dessous.

Tableau 13-7: répartition de la force sismique selon la hauteur

étage	Wi	Hi	Wi×Hi	WiHi/Σ wih i	Ftx	Fty	Fix	Fiy
1	380834,16	3,06	1165352,53	0,02	101,83	108,27	64,41	60,11
2	274260,53	7,14	1958220,18	0,03	101,83	108,27	108,24	101,00
3	269321,94	10,20	2747083,79	0,05	101,83	108,27	151,84	141,69
4	269321,94	13,26	3571208,92	0,06	101,83	108,27	197,39	184,20
5	269321,94	16,32	4395334,06	0,08	101,83	108,27	242,94	226,70
6	148753,04	19,38	2882833,92	0,05	101,83	108,27	159,34	148,69
7	148753,04	22,44	3338018,22	0,06	101,83	108,27	184,50	172,17
8	148753,04	25,50	3793202,52	0,06	101,83	108,27	209,66	195,65
9	148753,04	28,56	4248386,82	0,07	101,83	108,27	234,82	219,12
10	148753,04	31,62	4703571,12	0,08	101,83	108,27	259,98	242,60
11	148753,04	34,68	5158755,43	0,09	101,83	108,27	285,14	266,08
12	148753,04	37,74	5613939,73	0,10	101,83	108,27	310,30	289,55
13	148753,04	40,80	6069124,03	0,10	101,83	108,27	335,46	313,03
14	200231,64	43,86	8782159,73	0,15	101,83	108,27	485,41	452,96

Conclusion

Les vérifications du comportement de la structure vis-à-vis du séisme terminé, nous avons obtenu des résultats satisfaisants en matière de disposition, rigidité, déplacement et effort sismique, nous pouvons donc procéder à l'étape suivante.



Chapitre 14: ASSEMBLAGE

14.1.Introduction

L'assemblage a un rôle majeur dans la structure, il est fréquemment localisé dans les zones des efforts tranchants et de moments fléchissant maximaux. La conception et les détails constituant un assemblage sont des éléments importants, car ils conditionnent la répartition des efforts et la solution, d'atténuer ainsi, les problèmes qu'ils peuvent engendrer.

Le principe de l'assemblage est réalisé par la soudure d'une platine en bout de poutre, appelée platine d'about. Elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les perçages effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Le jarret qui figure sous la poutre permet d'obtenir un bras de levier important, pour assurer une meilleure résistance au moment de flexion, qui est fréquemment la sollicitation prédominante. Une rangée supplémentaire de boulons au-dessus de la poutre, avec un raidisseur soudé dans le prolongement de l'âme de la traverse, permet d'atteindre une efficacité optimale pour ce type d'assemblage.

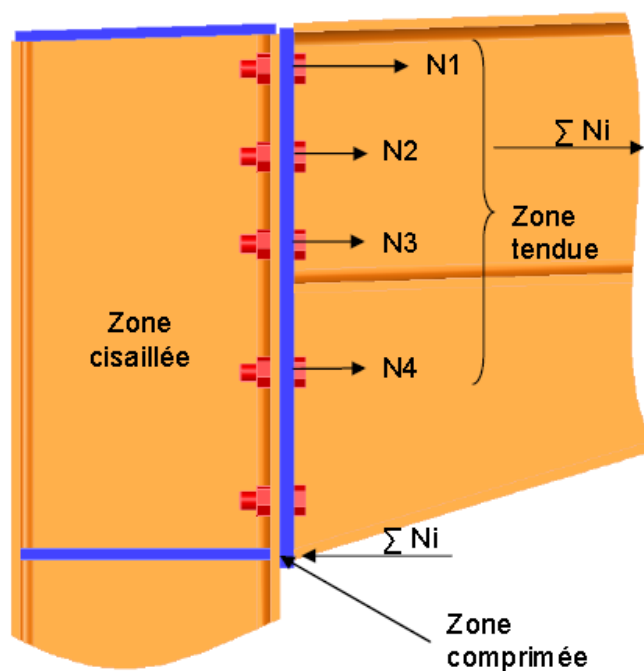


Figure 14-1: Zones tendues et comprimées dans un assemblage

14.2.Calcul des assemblages

Le calcul des assemblages se fait sous les normes de l'Eurocode 3.

14.2.1. Assemblages solive – poutre

14.2.1.1. Assemblages par double cornière

Ils sont de loin les plus répandus, notamment en Algérie, pour assembler les solives ou les poutres secondaires du plancher sur les poutres principales. Les boulons utilisés sont des boulons ordinaires non précontraints, autorisant un certain glissement. Ce fait ainsi que la souplesse intrinsèque des cornières confèrent à la poutre supportée une certaine latitude pour tourner. C'est la raison pour laquelle ce type d'assemblage est considéré comme une articulation, par conséquent, ne transmet pas de moment fléchissant. Le seul effort total transmis est l'effort tranchant V_{sd} correspondant à la réaction de la poutre supportée sur la poutre support.

14.2.1.2. Caractéristiques des éléments d'assemblage

Boulons : M14 de classe 4.6, $f_{ub} = 400 \text{ MPa}$, de section $A = 115 \text{ mm}^2$;

Cornière : 60 x 60 x 8 (mm) ; disposée de 03 trous de diamètre $d_0 = 16 \text{ mm}$; de longueur $a \geq 0.6h = 0.6 \times 220 = 132 \text{ mm}$, on prend $a = 170 \text{ mm}$;

Solive : IPE 180 ;

Traverse : IPE330.

14.2.1.3. Disposition des boulons

$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200)$: $35.2 \text{ mm} \leq p_1 \leq \min(196, 200)$, on prend $p_1 = 55 \text{ mm}$;

$e_1 \geq 1.2 d_0$: $e_1 \geq 19.2 \text{ mm}$, on prend $e_1 = 30 \text{ mm}$;

$e_2 \geq 1.5 d_0$: $e_2 \geq 24 \text{ mm}$, on prend $e_2 = 30 \text{ mm}$.

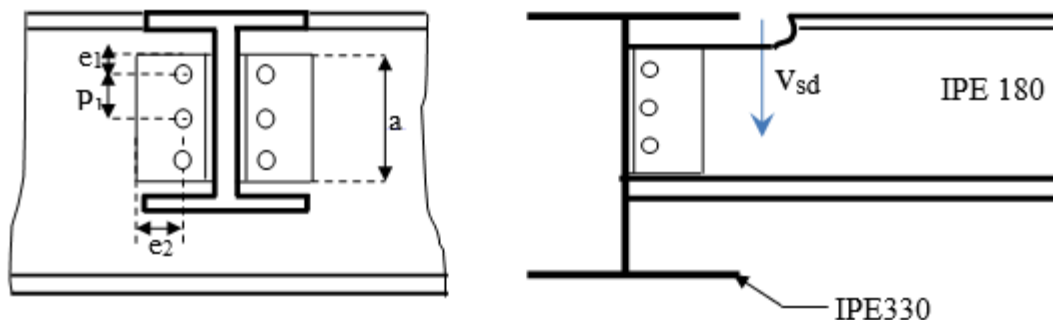


Figure 14-2: assemblage traverse-solive (IPE330-IPE180)

14.2.1.4. Résistance d'un boulon au cisaillement

F_{Sd} : 26,29 kN effort tranchant vertical donné par « **Robot Structural Analysis Professional 2023** »

$$F_{vsd} = 0,5 f_{ub} \times A_s / \gamma_{Mb}$$

$$A_s = 115 \text{ mm}^2$$

$$f_{ub} = 400 \text{ N / mm}^2$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25 \text{ (Résistance au cisaillement).}$$

Le nombre de plans de cisaillement $m=2$

$$F_{vsd} = 18,40 \text{ kN}$$

Comme les boulons travaillent au double cisaillement.

L'effort maximal résultant doit vérifier : $F_{sd} \leq 2 F_V$

$$2 F_V = 36,81 \text{ kN} > F_{sd} = 26,29 \text{ kN} \quad \text{Donc le cisaillement est vérifié.}$$

14.2.1.5. Vérification de la pression diamétrale

Cornière $L 60 \times 60 \times 8$

$$F_B = 2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{Mb}$$

$$d = 14 \text{ mm}, t = 8 \text{ mm}, \gamma_{Mb} = 1,25, f_u = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 0,62$$

$$F_B = 49,97 \text{ kN}$$

$$F_1 = \frac{F_v}{3} = \frac{26,29}{3} = 8,76 \text{ kN} < F_B \quad \text{Donc la pression diamétrale est vérifiée}$$

14.2.1.6. Vérification des cornières à la pression diamétrale

Puisque on a deux cornières on doit vérifier que :

$$\frac{F_{V.Sd}}{2} \leq F_{b.Rd} \quad \begin{array}{l} F_{b.Rd} : \text{résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon ;} \\ F_{V.Sd} : \text{effort de cisaillement de calcul par boulon ;} \\ f_u : \text{La résistance à la traction des cornières.} \end{array}$$

$$f_u = 36 \text{ daN/mm}^2, \gamma_{Mb} = 1,25, d = 14 \text{ mm}, d_0 = 16 \text{ mm},$$

L'épaisseur des cornières est $t = 8 \text{ mm}$

$$\alpha = \text{Min} \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{Ub}}{f_u}, 1 \right)$$

$$\alpha = \text{Min} \left(\frac{30}{48}, \frac{55}{48} - \frac{1}{4}, \frac{40}{36}, 1 \right) \Rightarrow \alpha = 0,62$$

$$\frac{F_{V.Sd}}{2} = 13,145 \text{ kN} \leq F_{b.Rd} = 50 \text{ kN}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \times 0,62 \times 360 \times 10^{-3} \times 14 \times 8}{1,25} \Rightarrow F_{b.Rd} = 50 \text{ kN}$$

C.V.

14.2.1.7. Vérification de la solive (IPE180) à la pression diamétrale :

On doit vérifier que :

$$F_{V.Sd} \leq F_{b.Rd} \quad \begin{array}{l} F_{b.Rd} : \text{résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon ;} \\ F_{V.Sd} : \text{effort de cisaillement vertical par boulon ;} \\ f_u : \text{La résistance à la traction de la poutre.} \end{array}$$

f_u : La résistance à la traction de la poutre.

$$f_u = 36 \text{ daN/mm}^2, \gamma_{Mb} = 1,25, d = 14 \text{ mm}, d_0 = 16 \text{ mm},$$

L'épaisseur de l'âme de la poutre est $t = 5,3 \text{ mm}$

$$\alpha = \text{Min} \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) \Rightarrow \alpha = \text{Min} \left(\frac{30}{48}, \frac{55}{48} - \frac{1}{4}, \frac{40}{36}, 1 \right) \Rightarrow \alpha = 0.62$$

$$F_b = 2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{Mb} = 2,5 \times 0,62 \times 360 \times 10^{-3} \times 14 \times 5,30 / 1,25$$

$$F_b = 33,12 \text{ kN} \Rightarrow F_v = 18,40 \text{ kN} < 33,12 \text{ kN} \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

14.2.2. Assemblage poteau-poteau (HEB300-HEB300) :

On utilise, pour réaliser cet assemblage :

- Boulons HR Ø18 classe 10.9 ;
- Epaisseur des couvre joint : $e = 20 \text{ mm}$;
- $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$;
- $f_{u(\text{couvre joint})} = 360 \text{ MPa}$.

On vérifiera en premier lieu l'assemblage des semelles et en second lieu l'âme (couvre joint et boulon).

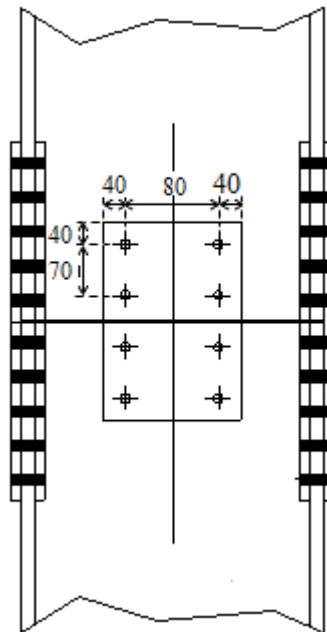


Figure 14-2: assemblage poteau-poteau (HEB300-HEB300)

A partir de logiciel « **Robot Structural Analysis 2023** » on a des sollicitations suivantes :

- Un moment fléchissant : $M_{sd} = 59,13 \text{ kN.m}$;
- Un effort normal : $N_{sd} = 377,81 \text{ kN}$;
- Un effort tranchant : $V_{sd} = 47,47 \text{ kN}$.

14.2.2.1. Couvre-joints de semelles

Effort normal dans une semelle dû à M_{sd}

$$N_M = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{59,13 \times 10^3}{290 - 14} = 214,24 \text{ kN}$$

Effort normal dans une semelle dû à N_{sd}

$$N_N = N_{sd} \frac{b \cdot t_f}{A} = 21424 \times \frac{300 \times 14}{11250} = 8 \text{ kN}$$

Effort normal total

$$N_t = N_M + N_N \Rightarrow N_t = 222,24 \text{ kN}$$

Résistance au glissement : (6.5.8.2 EC03)

Soit un boulon de diamètre HR Ø18 classe 10.9

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 254 = 177,800 \text{ kN}$$

$$F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{Ms} = 1 \times 1 \times 0,3 \times 177,8 / 1,25$$

$$F_s = 42,67 \text{ kN}$$

Avec

Fp :la force de précontrainte ;

m : nombre d'interfaces de frottement ;

μ : le coefficient de frottement des pièces ;

k_s : coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.

14.2.2.2.Nombre de boulons

$$n = \frac{N}{F_s} = \frac{222,24}{42,67} = 5,2 \Rightarrow n = 6 \text{ boulons}$$

Soient deux rangées de 2 boulons par demi couvre joint.

Avec :

t =20 mm ;

e₁ ≥ 1.2t=24 mm on prend e₁=40 mm ;

p₁ ≥ 2.2t=44mm on prend p₁=70mm ;

e₂ ≥ 1.5t=30mm on prend e₂=40mm et

p₂ ≥ 3t=60mm on prend p₂=80mm.

14.2.2.3.Pression diamétrale sur semelle

$$F_B = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{Ms}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = 0,50$$

$$F_B = 194,40 \text{ kN} > F_s = 42,67 \text{ kN}$$

La pression diamétrale est vérifiée.

14.2.2.4.Vérification de la résistance de la section semelle

$$A_{brut} = b \cdot t_f = 300 \times 14 = 4200 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = (b - 2d) \cdot t_f = (300 - 2 \times 18) \times 14 = 3696 \text{ mm}^2$$

Contrainte de traction :

$$\sigma = \frac{N}{A_{net}} = \frac{222240}{3696} = 60,13 \text{ Mpa} < f_y = 235 \text{ Mpa}$$

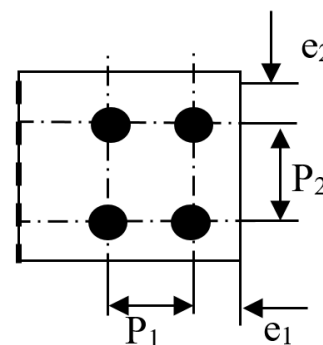


Figure 14-4: Demi couvre joint de semelle

14.2.2.5. Assemblage des âmes par couvre-joints

Ils assurent la transmission de l'effort tranchant et de l'effort normal

Sollicitations ramenées au centre de rotation O du demi couvre-joint

$$V_O = V_{sd} = 47,47 \text{ kN}$$

$$N_O = N \frac{t_w}{A} \Rightarrow 222,24 \times \frac{300 \times 8,5}{11250} = 50,37 \text{ kN}$$

$$M_O = V \cdot e = 7,12 \text{ kN.m}$$

Coordonnées des quatre boulons par rapport à O

$$x_i = 110 \text{ mm}$$

$$y_i = 110 \text{ mm}$$

$$x_i^2 + y_i^2 = 24200 \text{ mm}^2$$

$$\sum_{i=4} (x_i^2 + y_i^2) = 96800 \text{ mm}^2$$

Effort sur chaque boulon

$$V_{i1} = \frac{M_O \cdot \sqrt{x_i^2 + y_i^2}}{\sum (x_i^2 + y_i^2)} = 11,44 \text{ kN}$$

$$V_{i2} = \frac{V_O}{n} = \frac{47,47}{4} = 11,87 \text{ kN}$$

$$V_{i3} = \frac{N_O}{n} = \frac{50,37}{4} = 12,59 \text{ kN}$$

Soit le boulon 3 le plus sollicité.

14.2.2.6. Composante horizontale de \vec{v}_3

$$V_{x3} = V_{33} + V_{31} \cos \theta = V_{33} + V_{31} \frac{y_3}{\sqrt{x_3^2 + y_3^2}}$$

$$V_{x3} = 12,59 + 11,44 \frac{110}{\sqrt{24200}} = 20,68 \text{ kN}$$

14.2.2.7. Composante verticale \vec{v}_3

$$V_{y3} = V_{32} + V_{31} \cos \theta = V_{32} + V_{31} \frac{x_3}{\sqrt{x_3^2 + y_3^2}}$$

$$V_{y3} = 11,87 + 11,44 \frac{110}{\sqrt{24200}} = 19,96 \text{ kN}$$

Résultante

$$V_3 = \sqrt{V_{3x}^2 + V_{3y}^2} = 28,74 \text{ kN}$$

14.2.2.8. Diamètre des boulons

$$F_p = 0,6 f_{ub} A_s$$

$$F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{M_s} \Rightarrow A_s \geq \frac{V_3 \cdot \gamma_{M_s}}{0,7 \cdot m \cdot k_s \cdot \mu \cdot f_{ub}} = \frac{28740 \times 1,25}{0,7 \times 2 \times 1 \times 0,3 \times 1000} = 85,54 \text{ mm}^2$$

$$A \geq 85,54 \text{ mm}^2$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

14.2.2.9. Pression diamétrale

$$F_B = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_{ub} \cdot d \cdot t / \gamma_{M_s} = 2,5 \times 0,50 \times 1000 \times 16 \times 20 / 1,25 = 320 \text{ kN}$$

$$F_s = 1 \times 2 \times 0,3 \times 59,01 / 1,25 = 28,324 \text{ kN} < F_B$$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 157 = 109,9 \text{ kN}$$

$$F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{M_s} = 1 \times 1 \times 0,3 \times 109,9 / 1,25$$

$$F_s = 26,38 \text{ kN} < F_B = 320 \text{ kN}$$

La pression diamétrale est vérifiée.

14.2.3. Calcul de l'Attache diagonale (UPN180-poteau)

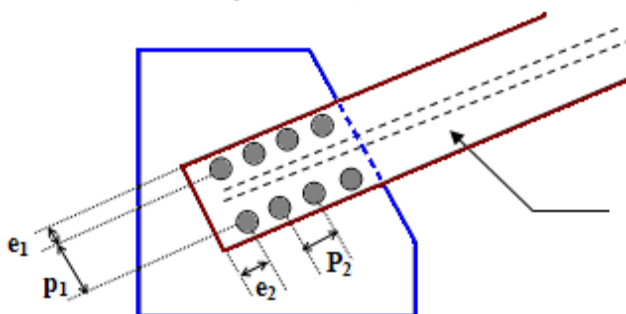


Figure 14-5: Attache diagonale (UPN180-poteau)

14.2.3.1. Vérification au cisaillement des boulons

- Soit les boulons HR-M20 de classe 10-9 des éléments d'assemblage entre les diagonales et les goussets, ces boulons ont les caractéristiques suivantes :

$d = 20 \text{ mm}$: diamètre de la partie non filetée de la vis ;

$A_r = 245 \text{ mm}^2$: section résistante de la partie filetée ;

$f_{ub} = 100 \text{ daN} / \text{mm}^2$: La résistance à la rupture des boulons.

- les caractéristiques du gousset sont :

$e_1 \geq 1,2d_0 = 1,2 \times 22 = 26,4 \text{ mm}$ on prend $e_1 = 50 \text{ mm}$

$e_2 \geq 1,5d_0 = 1,5 \times 22 = 33 \text{ mm}$ on prend $e_2 = 50 \text{ mm}$

$p_1 \geq 3d_0 = 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$ on prend $p_1 = 100 \text{ mm}$

$p_2 \geq 3d_0 = 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$ on prend $p_2 = 70 \text{ mm}$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

$m = 2$: nombre de plans de cisaillement

$n = 8$: nombre de boulons

On doit vérifier que :

$$F_{V,Ed} \leq F_{V,Rd} \quad (\text{EC3- tab.6-5-2}).$$

$F_{V,Rd}$: résistance de calcul de cisaillement par boulon ;

$F_{v.Sd}$: effort de cisaillement de calcul par boulon.

Boulon de classe (10.9) alors :

$$F_{v.Rd} = 0.5 \times f_{ub} \times A_s / \gamma_{Mb} = 0,5 \times 100 \times 245 / 1.25 = 98kN \quad (EC3-tab.6-5-3).$$

$$F_{Vsd} = \frac{N_{sd}}{n \times m} = \frac{43569}{8 \times 2} = 2723,06 daN < F_{v.Sd} = 98kN \dots \dots \dots (Condition vérifiée).$$

14.2.3.2.Vérification de la pression diamétrale

On doit vérifier que :

$$F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$$

$F_{b.Rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon ;

$F_{v.Sd}$: effort de cisaillement de calcul par boulon.

f_u : La résistance à la rupture des goussets.

$$f_u = 36 daN / mm^2, \gamma_{Mb} = 1.25, d = 20 mm$$

L'épaisseur des goussets est $t = 10 mm$.

$$\alpha = \text{Min}(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1)$$

$$\alpha = \text{Min}(\frac{50}{66}, \frac{100}{66} - \frac{1}{4}, \frac{100}{36}, 1) \Rightarrow \alpha = 0.75$$

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{Mb} = 2.5 \times 0,75 \times 36 \times 20 \times 10 / 1,25 \Rightarrow F_{b.Rd} = 10800 daN \dots$$

$$F_{Vsd} = 27,23kN < F_{b.Rd} = 10,80kN \dots \dots (Condition vérifiée).$$

Alors les boulons **HR ϕ 20 (10.9)** sont acceptables pour l'assemblage des diagonales **UPN 180** avec les goussets ($t=10 mm$).

14.2.4.Assemblage poutre- poteau : (HEB300 – IPE 330)

On tire les valeurs suivantes à partir du **ROBOT Structural Analysis 2023**

$$M_{sd} = 105,27 kN.m$$

$$N_{sd} = 8,28 kN$$

$$T_{sd} = 99,09 kN$$

Avec M_{sd} , N_{sd} , T_{sd} sont respectivement le moment fléchissant et l'effort tranchant sur la poutre.

L'attache est assurée à l'aide de boulons de classe HR 10.9 avec une platine de 24 mm.

Les distances d_i :

$$(d_1 = 0,338 m ; d_2 = 0,258m ; d_3 = 0,178m ; d_4 = 0,098m ; d_5 = 0,018m)$$

14.2.4.1.Calcul de la zone comprimée

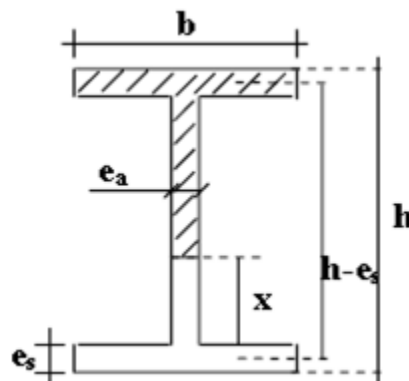
$$x = e_s \times \sqrt{\frac{b}{e_a}} = 11,5 \times \sqrt{\frac{160}{7,5}} \rightarrow x = 53,12 mm$$

Calcul des efforts de section résultante

$$M_e = M + N \times d_1 \times \frac{b \times e_s}{A}$$

$$M_e = 10527 + (828,13 \times 338 \times \frac{330 \times 11,5}{6260}) \times 10^{-3}$$

$$M_e = 10696,70 daN .mm$$



$$\sum d_i^2 = 0,338^2 + 0,258^2 + 0,178^2 + 0$$

Soit :

$$N1 = \frac{10696,70 \times 0,338}{0,2368} = 15268,10 daN \Rightarrow 2 \text{ boulons}$$

$$N2 = \frac{10696,70 \times 0,258}{0,2368} = 11654,33 daN \Rightarrow 2 \text{ boulons}$$

$$N3 = \frac{10696,70 \times 0,178}{0,2368} = 8040,58 daN \Rightarrow 2 \text{ boulons}$$

$$N4 = \frac{10696,70 \times 0,098}{0,2368} = 4426,84 daN \Rightarrow 2 \text{ boulons}$$

$$Ni = \frac{M_e di}{\sum di^2}$$

14.2.4.2. Calcul du diamètre des boulons

Boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne 1^{er} niveau (N1)

$$N_1 \leq F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

$$N=2 \text{ deux files de boulons : } A_s \geq \frac{N1}{n \cdot 0,7 \times f_{bu}} \Rightarrow A_s \geq \frac{152681}{2 \times 0,7 \times 900} = 121,20 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons HR 10.9 de diamètre $\Phi=16$ mm ($A_s = 157$ mm²)

14.2.4.3. Disposition des boulons

$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200)$: $48,40 \text{ mm} \leq p_1 \leq \min(105, 200)$, on prend $p_1 = 80$ mm ;

$e_1 \geq 1.2 d_0$: $e_1 \geq 26,40$ mm, on prend $e_1 = 40$ mm ;

$e_2 \geq 1.5 d_0$: $e_2 \geq 26,40$ mm, on prend $e_2 = 40$ mm.

14.2.5. Vérification de l'assemblage

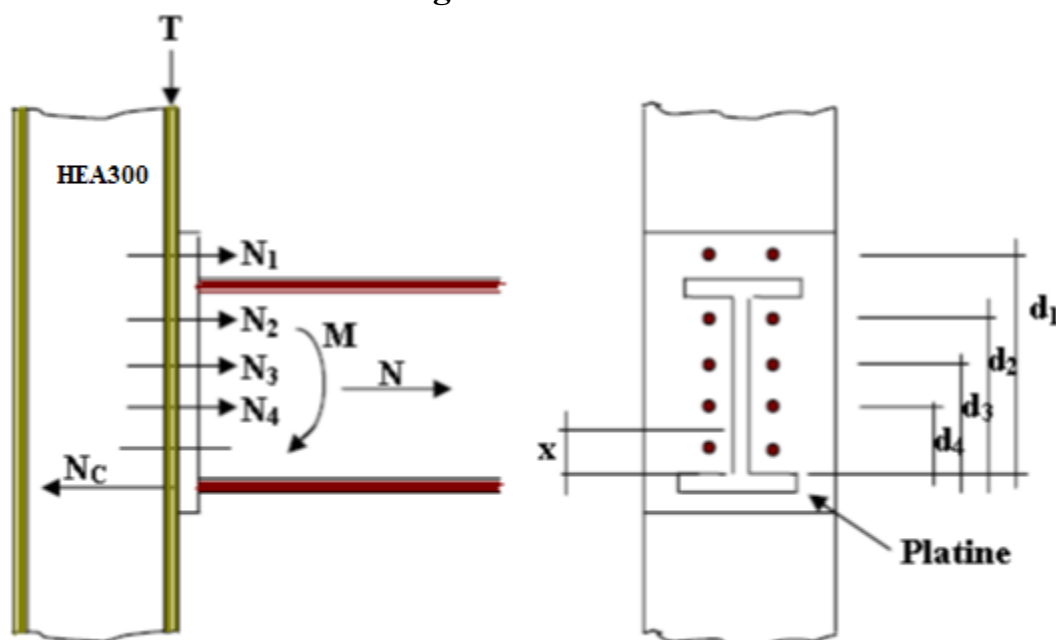


Figure 14-7: assemblage poteau-poutre (HEA300-IPE330)

14.2.5.1. Vérification de l'effort de compression

$$N_c = A_c \cdot \left(\sigma_e - \frac{N}{A} \right) \quad d'ou \quad A_c = t_f \cdot (b + \sqrt{b \cdot t_f})$$

$$A_c = t_f (b + \sqrt{b \cdot t_w}) = 11,5 (160 + \sqrt{160 \cdot 7,5}) \Rightarrow A_c = 2238,83 \text{ mm}^2$$

$$N_c = 2238,83 \times \left(23,50 - \frac{828,13}{6260} \right)$$

$$N_c = 52,32 \text{ kN}$$

Condition à vérifier $\sum Ni \leq N_c$

$$\sum Ni = 39,39 \text{ kN} \leq N_c = 52,32 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

14.2.5.2. Moment résistant

$$M_r = N1 \cdot \sum \frac{di^2}{d1}$$

$$N1 = 2F_p = 2 \cdot (0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}) = 2 \times (0,7 \times 192 \times 100) = 26,90 \text{ kN}$$

$$M_r = N1 \cdot \sum \frac{di^2}{d1} = \frac{26880 \times 236800}{338} = 18831,90 \text{ N} \cdot \text{mm} = 18,83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_r = 18,83 \text{ kN} > M_e = 10,70 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

14.2.5.3. Résistance de l'assemblage sous effort tranchant

$$\text{Par boulon : } V = \frac{T}{n} = \frac{99,08}{10} = 9,91 \text{ kN}$$

Condition à vérifier $V \leq F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{Ms}$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 192 = 134,40 \text{ kN}$$

$$V \leq F_s = 0,30 \cdot 134,40 / 1,25 = 48,4 \text{ kN}$$

$$V = 9,91 \leq F_s = 32,16 \text{ kN} \quad \text{Condition Vérifier}$$

14.2.5.4. Vérification de la pression diamétrale

$$f_u = 49 \text{ daN} / \text{mm}^2, \gamma_{Mb} = 1,25, d = 16 \text{ mm}, d_0 = 18 \text{ mm},$$

L'épaisseur de l'âme de la poutre est $t = 7,50 \text{ mm}$.

$$\alpha = \text{Min} \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right)$$

$$\alpha = \text{Min} \left(\frac{40}{60}, \frac{80}{60} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) \quad \alpha = 0,66$$

$$F_B = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_{ub} \cdot d \cdot t / \gamma_{Ms} = 2,5 \times 0,66 \times 1000 \times 10^{-3} \times 16 \times 7,50 / 1,25 = 158,40 \text{ kN}$$

$$V_R = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{828,13}{10} = 82,81 \text{ kN}$$

$$F_{vRd} = 82,81 \text{ kN} < F_{bRd} = 158,40 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

14.2.5.5. Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier : $F_{vRd} \leq F_{tRd}$

$$F_{tRd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

F_{vRd} effort de cisaillement

$b_{eff} = p_1 = 80 \text{ mm}$ (entraxe rangé boulon)

$t_{wc} : 8,5 \text{ mm}$ (épaisseur âme poteau)

$$F_{tRd} = 23,5 \times 8,50 \times \frac{80}{1,10} = 14,53 \text{ kN} \quad F_{vRd} = \frac{M_{sd}}{(h - t_f)} = \frac{105278}{(300 - 14)} = 0,37 \text{ kN}$$

$$F_{vRd} = 0,37 \text{ kN} \leq F_{tRd} = 14,53 \text{ kN}$$

14.2.5.6. Résistance de l'âme du poteau en compression

Il faut vérifier que : $F_{c,sd} \leq F_{c,Rd}$

Avec : $F_{c,Rd} = f_y \cdot t_{wc} \cdot \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{M0} \cdot \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \cdot \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$

$$b_{eff} = b_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

b_{fb} : épaisseur semelle de poutre soit, $b_{fb} = 11,5 \text{ mm}$

t_p : épaisseur de platine, soit $t_p = 20 \text{ mm}$

t_{fc} épaisseur semelle de poteau, soit $t_{fc} = 14 \text{ mm}$

r_c rayon de raccordement âme et semelle de poteau $r_c = 27 \text{ mm}$

$$b_{eff} = 11,5 + 2 \times 20 + 5 \times (14 + 27)$$

$$b_{eff} = 256,5 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{M}{W_{el,y}} = \frac{99080}{112,5 \times 10^2} + \frac{105,280}{1283,5 \times 10^3}$$

$$\Rightarrow \sigma_n = 90,83 \text{ MPa} < \sigma_e = 235 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$F_{c,Rd} = 23,5 \cdot 8,5 \cdot \left(1,25 - 0,5 \cdot 1,10 \cdot \frac{90,83}{235} \right) \cdot \frac{336,5}{1,10} = 633,91 \text{ kN}$$

$$F_{c,sd} = \frac{M_{sd}}{b_{eff}} = \frac{105278}{256,5} = 419,44 \text{ kN}$$

$$F_{c,sd} = 419,44 \text{ kN} \leq F_{c,Rd} = 633,90 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

14.2.6. Ancrages du poteau (HEB 300)

Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.

Le poteau le plus sollicité Selon ROBOT Structural Analysis 2023

$$M_{sd} = 117,21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Csd} = 385,674 \text{ kN}$$

$$T = 58,666 \text{ kN}$$

14.2.6.1. Contrainte due à la charge N

$$\sigma_1 = \frac{N}{L \times l} = \frac{385674}{500 \times 500} = 1,54 \text{ MPa}$$

14.2.6.2. Module de résistance de la semelle

$$\frac{I}{V} = \frac{l \times L^2}{6} = \frac{50 \times 50^2}{6} = 2,08 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_2 = \frac{M}{I/V} = \frac{1172170}{2,08 \times 10^7} = 5,66 \text{ kN} / \text{mm}^2$$

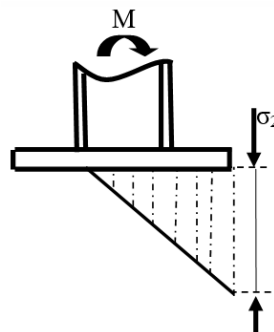


Figure 14-8: Les contraintes du pied de poteau

14.2.6.3. Contrainte du au moment d'encastrement Contrainte maximale sur le béton

$$\sigma_B = \frac{1}{L \times l} \left(N + \frac{6M}{L} \right) = 5,66 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 1,54 \text{ MPa} < \sigma_B = 5,66 \text{ MPa}$$

Pour $f_c = 5,66 \text{ MPa}$

Longueur de la zone comprimée

$$a = \frac{L \times \sigma_B}{2 \times \sigma_2} = \frac{60 \times 5,66}{2 \times 1,54} = 110,26 \text{ cm}$$

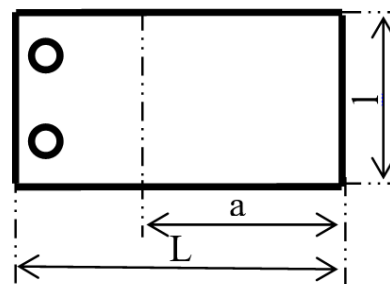


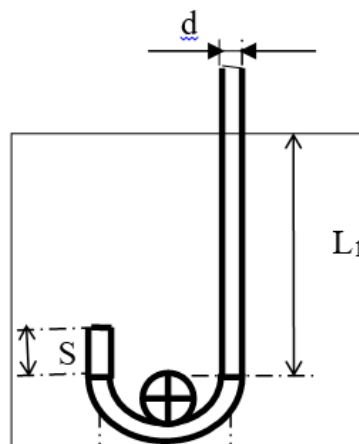
Figure 14-9: Longueur de la zone comprimée

14.2.6.4. L'effort de traction dans les boulons d'ancrage

$$F = \frac{M - N \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{3} \right)}{\frac{2}{3} \times L \times N_b}$$

M : moment en daN/cm.

N : force en daN.



L_1 : dimensions de la platine en cm.

a : longueur de la zone comprimée en cm.

N_b : nombre de boulons par file.

$$F = \frac{117217 - 38567,44 \left(\frac{90}{2} - \frac{216}{3} \right)}{\frac{2}{3} \times 90 \times 2}$$

$F=38,03 \text{ kN.}$

Alors nous devons utiliser des tiges d'ancrage \varnothing_{36} à $L_1=1000\text{mm.}$
 $d= 36\text{mm. } r = 90\text{mm. } L_1=640\text{mm. } D= 2r =180\text{mm. } S = 160\text{mm.}$

L'épaisseur de la Platine

Sens X-X:

$$t \geq U \cdot (3 \times \sigma / f_y)^{1/2} ; \sigma = N / (L \times l)$$

$$\sigma = 38567,44 / (50 \times 50) = 5,66 \text{ MPa}$$

$$D'où t \geq 10 \times (3 \times 5,66 \times / 2350)^{1/2} = 0,85 \text{ mm}$$

Sens Y-Y

$$t \geq 150 \times (3 \times 5,66 \times / 2350)^{1/2} = 12,75 \text{ mm}$$

Compte tenu du cisaillement nous prendrons $t = 30\text{mm.}$

14.2.6.5.Vérification de la bêche :

On doit vérifier :

$$T_{sd} < 0,3N_{csd}$$

$$T_{sd} = 5,86 \text{ kN}$$

$$T_{sd} = 5,86 \text{ kN} < 0,3 \times 385,67 = 11,57 \text{ kN.}$$

Alors la bêche est inutile.

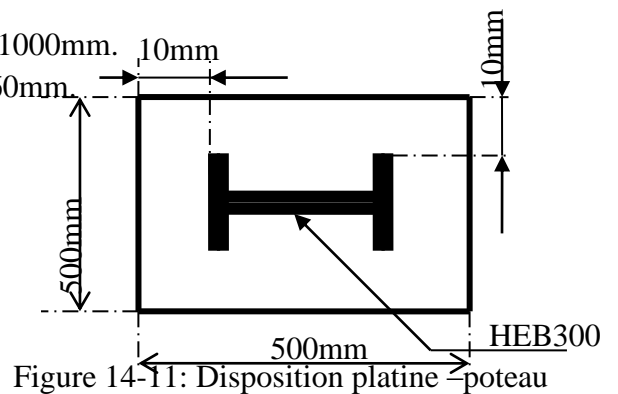


Figure 14-11: Disposition platine poteau

Chapitre 15 : Infrastructure

Chapitre 15: Infrastructure

15.1.Choix du type de fondation

Nous nous intéressons au radier. Il consiste en une dalle de béton armé coulée directement sur le sol avec ou non des nervures, il est considéré comme un plancher renversé.

15.2.Avantage du radier

Le poids de la dalle est reparti sur une grande surface ce qui permet de réduire la pression du sol et de minimiser le risque d'affaissement.

Il présente une facilité d'exécution par rapport aux autres fondations : peu de coffrage, ne nécessite pas une importante excavation. Avantage du radier Le poids de la dalle est reparti sur une grande surface ce qui permet de réduire la pression du sol et de minimiser le risque d'affaissement. Il présente une facilité d'exécution par rapport aux autres fondations : peu de coffrage, ne nécessite pas une importante excavation.

15.3.Pré dimensionnement

Il fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont les murs voiles et soumis à l'action du sol agissant du bas vers le haut de manière uniforme : il est supposé infiniment rigide. Son épaisseur doit satisfaire aux conditions :

- De rigidité ;
- Forfaitaire ;
- De non poinçonnement ;
- De non cisaillement.

15.4.Condition de rigidité

$$Le \geq \frac{2L_{max}}{\pi} \text{ et } Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

Le : longueur élastique du radier ;

Lmax : longueur du panneau le plus sollicité = 6,35m

E : module de Young= 3.2 10⁶ MPa ;

I : moment d'inertie du radier

K : coefficient d'élasticité du sol = 15000 kN/m³

B : largeur du panneau le plus sollicité = 4.00m

Nous obtiendrons en remplaçant :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \times \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 15000}{3,2 \times 10^6} \times \left(\frac{2 \times 4}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq 83 \text{ cm}$$

On prend : $h = 90 \text{ cm}$

15.5. Condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow \frac{6,35}{8} \leq h \leq \frac{6,35}{5} = 0,79 \text{ m} \leq h \leq 1,27 \text{ m}$$

15.6. Condition de non cisaillement

Pour le panneau le plus sollicité : $L_x = 4,00 \text{ m}$ et $L_y = 6,35 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,00}{6,35} = 0,62 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte dans les deux sens}$$

$$T_x = q \times \frac{L_x \times L_y}{2L_x + L_y} \text{ et } T_y = \frac{q \times L_x}{3}$$

$$q = \frac{N}{S_b} = \frac{46\,540}{459} = 102 \text{ KN/m}^2 \begin{cases} T_x = 180,54 \text{ KN/m} \\ T_y = 136 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$T_{max} = T_x = 180,54 \text{ KN/m}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{T_{max}}{b \times 0,9h}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_c 28}{\gamma b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$h \geq \frac{T_{max}}{0,9b \times \bar{\tau}_u} = \frac{180,54}{0,9 \times 1 \times 2500} = 0,08 \text{ m}$$

15.7. Condition de non poinçonnement

$$N_u \leq 0,045 U_c \times h \times \frac{f_c 28}{\gamma b}$$

N_u : charge maximale appliquée par les voiles sur le radier (ELU) ;

$N_u = 597,14 \text{ KN}$ localisé au voile (0.4x2.2)

U_c : périmètre cisailé dans le plan moyen du radier ;

$$U_c = 2(a_1 + b_1) \text{ avec } \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$597,14 < 0,045 \times (4 \times h + 2,6) \times h \times \frac{25 \times 10^3}{1,5}$$

$$3000h^2 + 1\,950 - 597,14 \geq 0$$

$$h \geq 0,22 \text{ m}$$

Les conditions sont tout satisfaites.

15.8. Caractéristiques du radier

$h_{\text{radier}} = 100 \text{ cm}$

$S = 329,6525 \text{ m}^2$

Poids propre : $Gr = \gamma b \times h \times S = 25 \times 1 \times 330 = 8250 \text{ KN}$

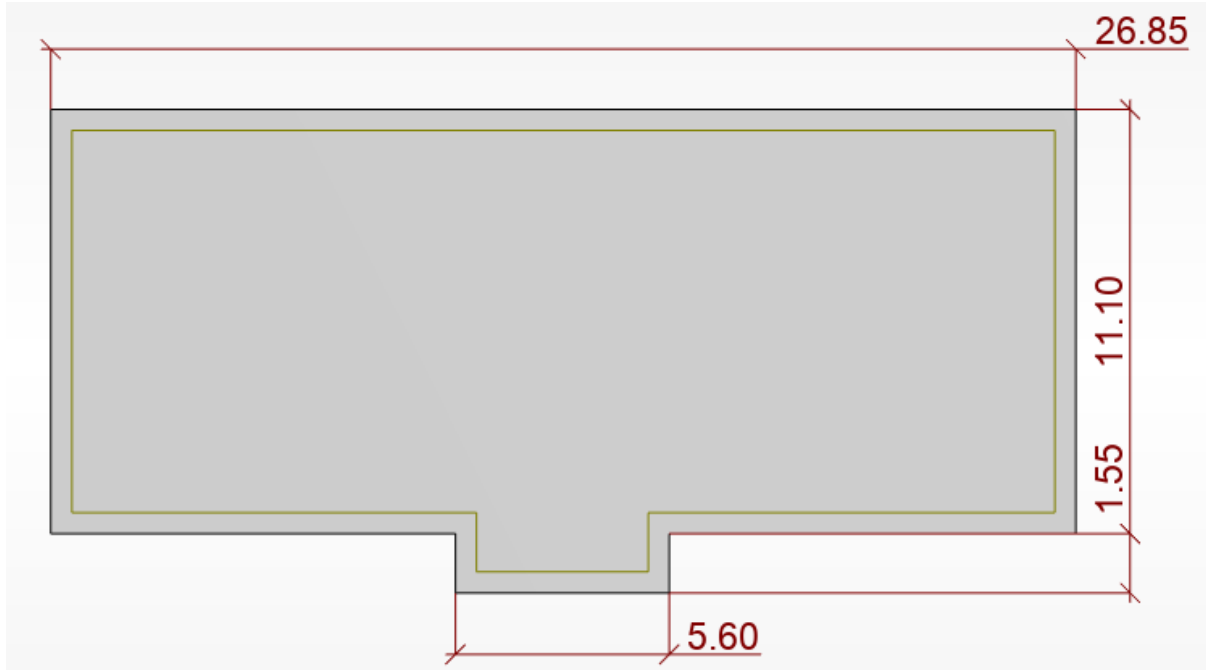


Figure 15-1: Dimensions du radier

15.9. Vérification des contraintes

Les contraintes calculées sous le radier doivent rester inférieures à la contrainte admissible du sol qu'on va majorer avec un coefficient de 1.5

$\sigma_{\text{sol}} = 5 \text{ Mpa}$; $1,5\sigma_{\text{sol}} = 7,5 \text{ Mpa}$

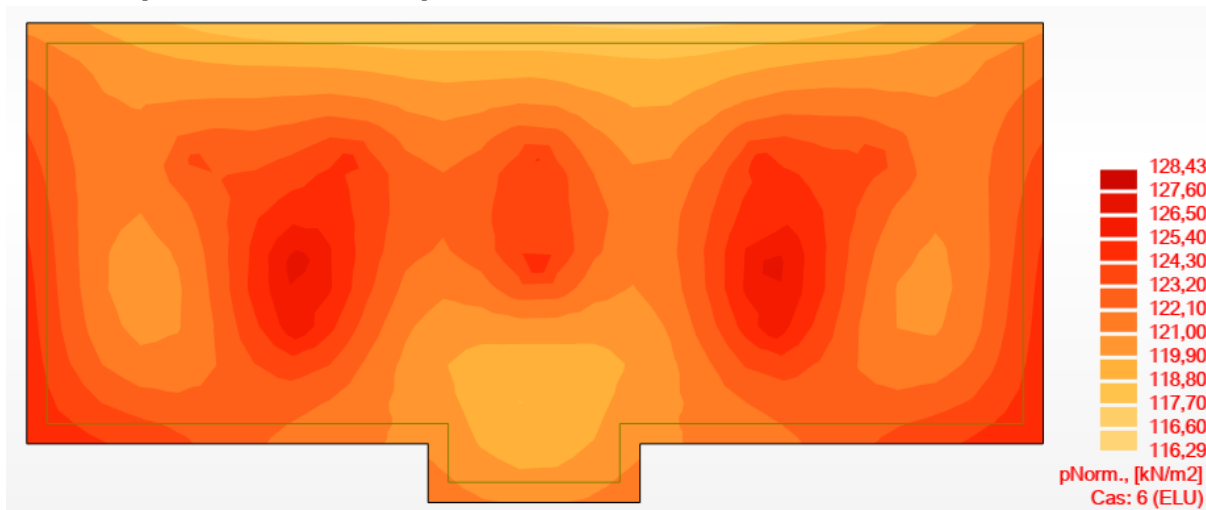


Figure 15-2 : Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELU

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1,28 + 1,16}{4} = 1,25 < 7,5 \text{ MPA}$$

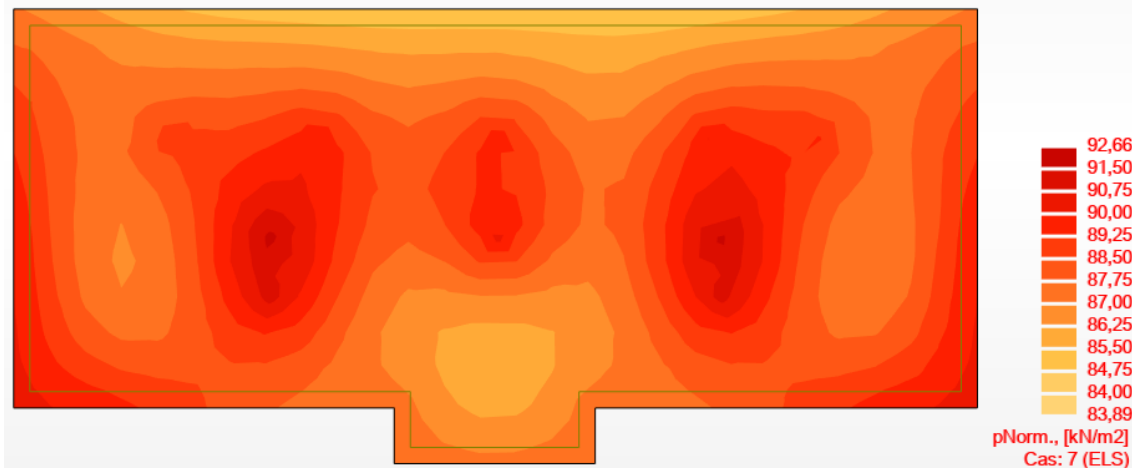


Figure 15-3 : Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELS

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 0,92 + 0,92}{4} = 1,25 < 7,5 \text{ MPA}$$

15.10. Vérification de l'effet sous pression

Nous devons nous assurer que notre radier est en sécurité vis-à-vis du phénomène de soulèvement sous l'effet de la pression hydrostatique. Pour cela, il faut vérifier :

$$P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

P : poids du bâtiment ;

Z : profondeur d'ancrage ;

S : surface du radier ;

: Poids volumique de l'eau = 10KN/m³

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z = 1,5 \times 306 \times 10 \times 4 = 18360 \text{ KN}$$

$$P = 20\,540 \text{ kN} > 18360 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

15.11. Calcul du ferrailage du radier

M < 0 tend les fibres inférieures

Tableau 15-1: récapitulatif moments Mxx

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	226	-787	163	-573	131	-131

Tableau 15-2: récapitulatif moments Myy

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	183	-784	131	-565	145	-145

15.12. Calcul des armatures

Le calcul se fera en flexion simple. Les résultats figurent dans le tableau suivant avec ROBOT 2023 et les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100\text{cm} \\ h = 10\text{ cm} \\ \text{enrobage} = 10\text{ cm} \end{array} \right.$$

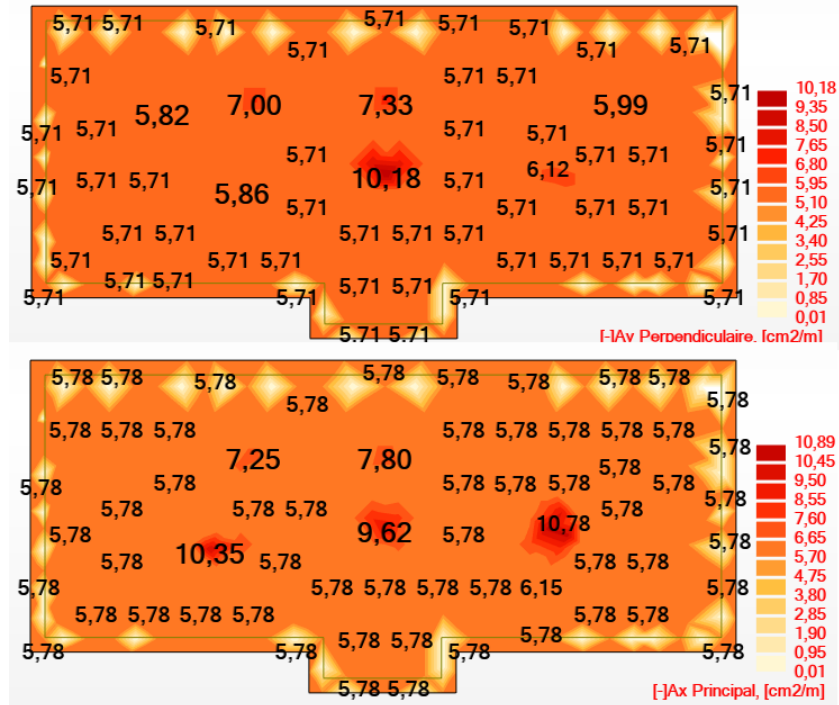


Figure 15-4: Cartographie du ferrailage inférieure

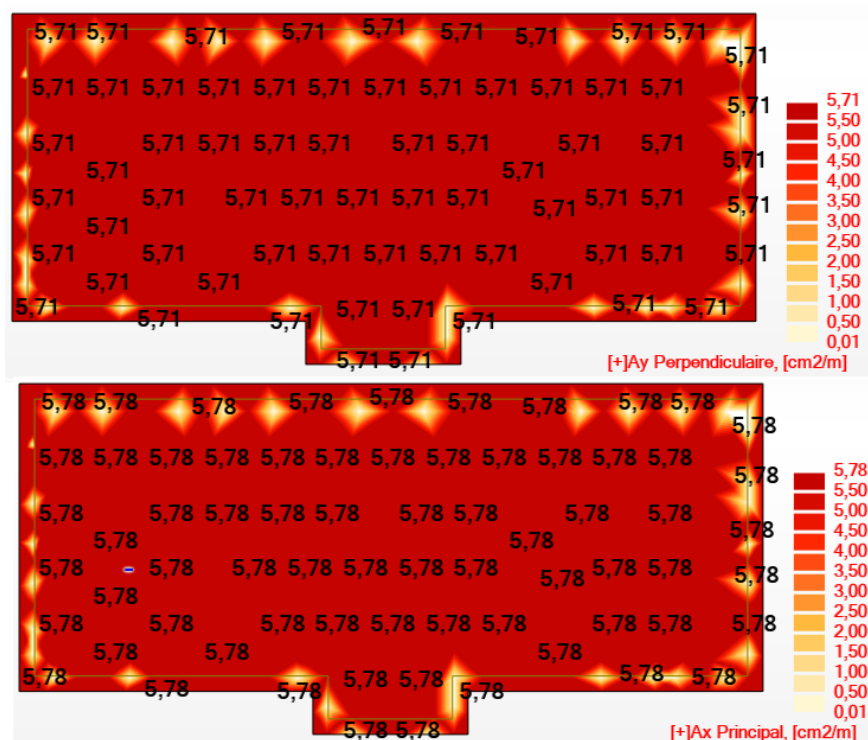


Figure 15-5: Cartographie du ferrailage supérieure

Table 15-2: choix des armatures

		Acalc	Choix	A
Sens-X	Travée	10,78	6HA16	12.06
	Appui	5,71	6HA16	12.06
Sens-Y	Appui	5,78	6HA16	12.06
	Travée	10,18	6HA16	12.06

15.13. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 100 \times \frac{2,1}{500} = 9,66 \text{ cm}^2$$

15.14. Vérification a l'ELS

Nous devons vérifier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Tableau 15-5: vérification à l'ELS

		A	σ_s	σ_b	Vérification
Sens-X	Appui	12.06	29,6	6,3	C.V.
	Travée	12.06	165,0	5,1	C.V.
Sens-Y	Appui	12.06	26,2	4,4	C.V.

	Travée	12.06	165,0	5,6	C.V.
--	--------	-------	-------	-----	------

Les armatures calculées à l'ELU restent maintenues.

15.15. Dessin de ferrailage

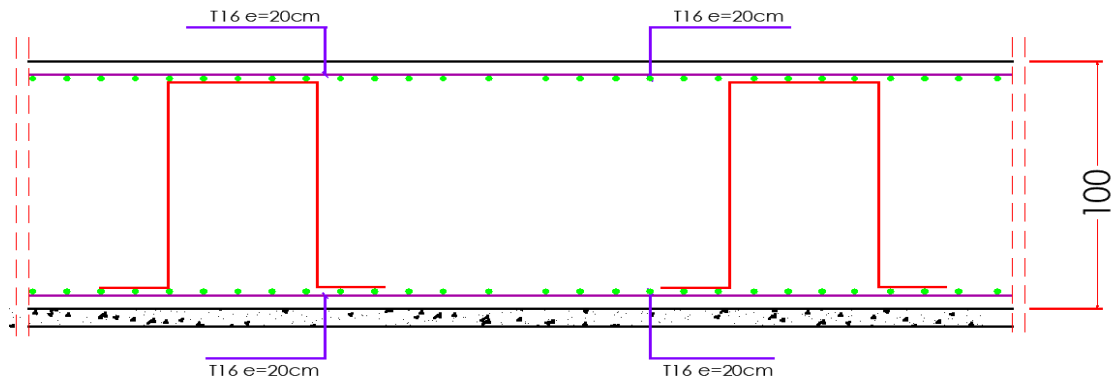


Figure 15-6: Ferrailage du radier

Chapitre 16 : Etude technico- commerciale

Chapitre 16: ETUDE TECHNICO-COMMERCIALE

16.1.Introduction

Dans ce dernier chapitre nous allons entamer la partie managériale et économique. Elle consistera à faire le métré, proposer un planning d'exécution du projet puis mettre en évidence un aspect concernant la réduction des coûts en utilisant le logiciel CYPE.

16.2.Métré

Le métré désigne la quantification des éléments d'un ouvrage, il s'agit de calculs de volumes et surfaces pour déterminer la quantité de matériaux nécessaires à la construction.

Il est important de le distinguer de l'avant métré qui constitue l'établissement d'un devis quantitatif d'une manière méthodique où figurent le détail précis des calculs, les croquis, ... Nous allons effectuer le métré des différents éléments en quantité de béton, coffrage et acier tout en établissant le ratio de coffrage et de ferrailage par m³ de béton.

Tableau 16-1: métré et ratio de ferrailage et coffrage

Eléments	Béton m3	Coffrage m2	Ratio coffrage	Acier kg	Poids Kg/m	Ratio acier	Pièce
Infrastructure							
Bp	30,6	/	/	/	/	/	/
Dalle radier	306.00	80.41	0.26	17142,375	/	51,94	/
Sous-sol							
VP	44.50	444.99	10.00	3546,84	/	155,7	/
UPN180	/	/	/	373,12	19,7	/	/
HEB300	/	/	/	12158,91	88,3	/	/
IPE330	/	/	/	7407,22	49,1	/	/
IPE180	/	/	/	4406,91	18,8	/	/
Plancher Collaborant	12,81	/	/	/	/	/	111
Goujons	/	/	/	/	/	/	1600
couvre joint 300*160	/	/	/	/	/	/	90
couvre joint 800*150	/	/	/	/	/	/	180
Plaque d'Attache diagonale	/	/	/	/	/	/	8
Platine 500*500	/	/	/	/	/	/	45

Platine 360*300	/	/	/	/	/	/	100
Cornière 60*60*8	/	/	/	/	/	/	400
Boulon HR M14	/	/	/	/	/	/	1800
Boulon HR M16	/	/	/	/	/	/	980
Boulon HR M18	/	/	/	/	/	/	1980
Boulon HR M20	/	/	/	/	/	/	64
Tige d'ancrage	/	/	/	/	/	/	180
RDC							

UPN180	/	/	/	4198,46	19,7	/	/
HEB300	/	/	/	16211,88	88,3	/	/
IPE330	/	/	/	7407,22	49,1	/	/
IPE180	/	/	/	4406,91	18,8	/	/
UAP 130	/	/	/	221,39	13,7	/	/
Plancher Collaborant	12,81	/	/	/	/	/	111
Goujons	/	/	/	/	/	/	1600
couvre joint 300*160	/	/	/	/	/	/	90
couvre joint 800*150	/	/	/	/	/	/	180
Plaque d'Attache diagonale	/	/	/	/	/	/	92
Platine 360*300	/	/	/	/	/	/	100
Cornière 60*60*8	/	/	/	/	/	/	400
Cornière 40*40*5	/	/	/	295,8	3	/	/
Boulon HR M14	/	/	/	/	/	/	1800
Boulon HR M16	/	/	/	/	/	/	980
Boulon HR M18	/	/	/	/	/	/	3960

Boulon HR M20	/	/	/	/	/	/	482
R+1							
UPN180	/	/	/	3148,85	19,7	/	/
HEB300	/	/	/	12158,91	88,3	/	/
IPE330	/	/	/	7407,22	49,1	/	/
IPE180	/	/	/	4406,91	18,8	/	/
UAP 130	/	/	/	86,58	13,7	/	/
Goujons	/	/	/	/	/	/	1600
Plancher Collaborant	12,81						111
couvre joint 300*160	/	/	/	/	/	/	90
couvre joint 800*150	/	/	/	/	/	/	180
Plaque d'Attache diagonale	/	/	/	/	/	/	92
Platine 360*300	/	/	/	/	/	/	100
Cornière 60*60*8	/	/	/	/	/	/	400
Cornière 40*40*5	/	/	/	108	3	/	/
Boulon HR M14	/	/	/	/	/	/	1800
Boulon HR M16	/	/	/	/	/	/	980
Boulon HR M18	/	/	/	/	/	/	3960
Boulon HR M20	/	/	/	/	/	/	482
R+2							
UPN180	/	/	/	3148,85	19,7	/	/
HEB300	/	/	/	12158,91	88,3	/	/
IPE330	/	/	/	7407,22	49,1	/	/
IPE180	/	/	/	4406,91	18,8	/	/
UAP 130	/	/	/	86,58	13,7	/	/
Plancher Collaborant	12,81	/	/	/	/	/	111
Goujons	/	/	/	/	/	/	1600
couvre joint	/	/	/	/	/	/	90

300*160							
couvre joint 800*150	/	/	/	/	/	/	180
Plaque d'Attache diagonale	/	/	/	/	/	/	92
Platine 360*300	/	/	/	/	/	/	100
Cornière 60*60*8	/	/	/	/	/	/	400
Cornière 40*40*5	/	/	/	108	3	/	/
Boulon HR M14	/	/	/	/	/	/	1800
Boulon HR M16	/	/	/	/	/	/	980
Boulon HR M18	/	/	/	/	/	/	3960
Boulon HR M20	/	/	/	/	/	/	482
R+3							
UPN180	/	/	/	3148,85	19,7	/	/
HEB300	/	/	/	12158,91	88,3	/	/
IPE330	/	/	/	7407,22	49,1	/	/
IPE180	/	/	/	4406,91	18,8	/	/
UAP 130	/	/	/	86,58	13,7	/	/
Plancher Collaborant	12,81	/	/	/	/	/	111
Goujons	/	/	/	/	/	/	1600
couvre joint 300*160	/	/	/	/	/	/	90
couvre joint 800*150	/	/	/	/	/	/	180
Plaque d'Attache diagonale	/	/	/	/	/	/	92
Platine 360*300	/	/	/	/	/	/	100
Cornière 60*60*8	/	/	/	/	/	/	400
Cornière 40*40*5	/	/	/	108	3	/	/
Boulon HR	/	/	/	/	/	/	1800

M14							
Boulon HR M16	/	/	/	/	/	/	980
Boulon HR M18	/	/	/	/	/	/	3960
Boulon HR M20	/	/	/	/	/	/	482
R+4							
UPN180	/	/	/	3148,85	19,7	/	/
HEB300	/	/	/	12158,91	88,3	/	/
IPE330	/	/	/	7407,22	49,1	/	/
IPE180	/	/	/	4406,91	18,8	/	/
UAP 130	/	/	/	86,58	13,7	/	/
Plancher Collaborant	12,81	/	/	/	/	/	111
Goujons	/	/	/	/	/	/	1600
couvre joint 300*160	/	/	/	/	/	/	90
couvre joint 800*150	/	/	/	/	/	/	180
Plaque d'Attache diagonale	/	/	/	/	/	/	92
Platine 360*300	/	/	/	/	/	/	100
Cornière 60*60*8	/	/	/	/	/	/	400
Cornière 40*40*5	/	/	/	108	3	/	/
Boulon HR M14	/	/	/	/	/	/	1800
Boulon HR M16	/	/	/	/	/	/	980
Boulon HR M18	/	/	/	/	/	/	3960
Boulon HR M20	/	/	/	/	/	/	482
R+5							
UPN180	/	/	/	3148,85	19,7	/	/
HEB300	/	/	/	12158,91	88,3	/	/
IPE330	/	/	/	7407,22	49,1	/	/
IPE180	/	/	/	4406,91	18,8	/	/

UAP 130	/	/	/	86,58	13,7	/	/
Plancher Collaborant	12,81	/	/	/	/	/	111
Goujons	/	/	/	/	/	/	1600
couvre joint 300*160	/	/	/	/	/	/	90
couvre joint 800*150	/	/	/	/	/	/	180
Plaque d'Attache diagonale	/	/	/	/	/	/	92
Platine 360*300	/	/	/	/	/	/	100
Cornière 60*60*8	/	/	/	/	/	/	400
Cornière 40*40*5	/	/	/	108	3	/	/
Boulon HR M14	/	/	/	/	/	/	1800
Boulon HR M16	/	/	/	/	/	/	980
Boulon HR M18	/	/	/	/	/	/	3960
Boulon HR M20	/	/	/	/	/	/	482

R+6							
UPN180	/	/	/	3148,85	19,7	/	/
HEB300	/	/	/	12158,91	88,3	/	/
IPE330	/	/	/	7407,22	49,1	/	/
IPE180	/	/	/	4406,91	18,8	/	/
UAP 130	/	/	/	86,58	13,7	/	/
Plancher Collaborant	12,81	/	/	/	/	/	111
Goujons	/	/	/	/	/	/	1600
couvre joint 300*160	/	/	/	/	/	/	90
couvre joint 800*150	/	/	/	/	/	/	180
Plaque d'Attache	/	/	/	/	/	/	92

diagonale							
Platine 360*300	/	/	/	/	/	/	100
Cornière 60*60*8	/	/	/	/	/	/	400
Cornière 40*40*5	/	/	/	108	3	/	/
Boulon HR M14	/	/	/	/	/	/	1800
Boulon HR M16	/	/	/	/	/	/	980
Boulon HR M18	/	/	/	/	/	/	3960
Boulon HR M20	/	/	/	/	/	/	482
R+7							
UPN180	/	/	/	3148,85	19,7	/	/
HEB300	/	/	/	12158,91	88,3	/	/
IPE330	/	/	/	7407,22	49,1	/	/
IPE180	/	/	/	4406,91	18,8	/	/
UAP 130	/	/	/	86,58	13,7	/	/
Plancher Collaborant	12,81	/	/	/	/	/	111
Goujons	/	/	/	/	/	/	1600
couvre joint 300*160	/	/	/	/	/	/	90
couvre joint 800*150	/	/	/	/	/	/	180
Plaque d'Attache diagonale	/	/	/	/	/	/	92
Platine 360*300	/	/	/	/	/	/	100
Cornière 60*60*8	/	/	/	/	/	/	400
Cornière 40*40*5	/	/	/	108	3	/	/
Boulon HR M14	/	/	/	/	/	/	1800
Boulon HR M16	/	/	/	/	/	/	980

Boulon HR M18	/	/	/	/	/	/	3960
Boulon HR M20	/	/	/	/	/	/	482
R+8							
UPN180	/	/	/	3148,85	19,7	/	/
HEB300	/	/	/	12158,91	88,3	/	/
IPE330	/	/	/	7407,22	49,1	/	/
IPE180	/	/	/	4406,91	18,8	/	/
UAP 130	/	/	/	86,58	13,7	/	/
Plancher Collaborant	12,81	/	/	/	/	/	111
Goujons	/	/	/	/	/	/	1600
couvre joint 300*160	/	/	/	/	/	/	90
couvre joint 800*150	/	/	/	/	/	/	180
Plaque d'Attache diagonale	/	/	/	/	/	/	92
Platine 360*300	/	/	/	/	/	/	100
Cornière 60*60*8	/	/	/	/	/	/	400
Cornière 40*40*5	/	/	/	108	3	/	/
Boulon HR M14	/	/	/	/	/	/	1800
Boulon HR M16	/	/	/	/	/	/	980
Boulon HR M18	/	/	/	/	/	/	3960
Boulon HR M20	/	/	/	/	/	/	482
R+9							
UPN180	/	/	/	3148,85	19,7	/	/
HEB300	/	/	/	12158,91	88,3	/	/
IPE330	/	/	/	7407,22	49,1	/	/
IPE180	/	/	/	4406,91	18,8	/	/

UAP 130	/	/	/	86,58	13,7	/	/
Plancher Collaborant	12,81	/	/	/	/	/	111
Goujons	/	/	/	/	/	/	1600
couvre joint 300*160	/	/	/	/	/	/	90
couvre joint 800*150	/	/	/	/	/	/	180
Plaque d'Attache diagonale	/	/	/	/	/	/	92
Platine 360*300	/	/	/	/	/	/	100
Cornière 60*60*8	/	/	/	/	/	/	400
Cornière 40*40*5	/	/	/	108	3	/	/
Boulon HR M14	/	/	/	/	/	/	1800
Boulon HR M16	/	/	/	/	/	/	980
Boulon HR M18	/	/	/	/	/	/	3960
Boulon HR M20	/	/	/	/	/	/	482
R+10							
UPN180	/	/	/	3148,85	19,7	/	/
HEB300	/	/	/	12158,91	88,3	/	/
IPE330	/	/	/	7407,22	49,1	/	/
IPE180	/	/	/	4406,91	18,8	/	/
UAP 130	/	/	/	86,58	13,7	/	/
Plancher Collaborant	12,81	/	/	/	/	/	111
Goujons	/	/	/	/	/	/	1600
couvre joint 300*160	/	/	/	/	/	/	90
couvre joint 800*150	/	/	/	/	/	/	180
Plaque	/	/	/	/	/	/	92

d'Attache diagonale							
Platine 360*300	/	/	/	/	/	/	100
Cornière 60*60*8	/	/	/	/	/	/	400
Cornière 40*40*5	/	/	/	108	3	/	/
Boulon HR M14	/	/	/	/	/	/	1800
Boulon HR M16	/	/	/	/	/	/	980
Boulon HR M18	/	/	/	/	/	/	3960
Boulon HR M20	/	/	/	/	/	/	482
R+11							
UPN180	/	/	/	3148,85	19,7	/	/
HEB300	/	/	/	12158,91	88,3	/	/
IPE330	/	/	/	7407,22	49,1	/	/
IPE180	/	/	/	4406,91	18,8	/	/
UAP 130	/	/	/	86,58	13,7	/	/
Plancher Collaborant	12,81	/	/	/	/	/	111
Goujons	/	/	/	/	/	/	1600
couvre joint 300*160	/	/	/	/	/	/	90
couvre joint 800*150	/	/	/	/	/	/	180
Plaque d'Attache diagonale	/	/	/	/	/	/	92
Platine 360*300	/	/	/	/	/	/	100
Cornière 60*60*8	/	/	/	/	/	/	400
Cornière 40*40*5	/	/	/	108	3	/	/
Boulon HR M14	/	/	/	/	/	/	1800
Boulon HR	/	/	/	/	/	/	980

M16							
Boulon HR M18	/	/	/	/	/	/	3960
Boulon HR M20	/	/	/	/	/	/	482
R+12							
UPN180	/	/	/	3148,85	19,7	/	/
HEB300	/	/	/	12158,91	88,3	/	/
IPE330	/	/	/	7407,22	49,1	/	/
IPE180	/	/	/	4406,91	18,8	/	/
Plancher Collaboran t	12,81	/	/	/	/	/	115
Goujons	/	/	/	/	/	/	1600
couvre joint 300*160	/	/	/	/	/	/	90
couvre joint 800*150	/	/	/	/	/	/	180
Plaque d'Attache diagonale	/	/	/	/	/	/	92
Platine 360*300	/	/	/	/	/	/	100
Cornière 60*60*8	/	/	/	/	/	/	400
Boulon HR M14	/	/	/	/	/	/	64
Boulon HR M16	/	/	/	/	/	/	980
Boulon HR M18	/	/	/	/	/	/	1980
Boulon HR M20	/	/	/	/	/	/	482
Acrotère	8,07	107,64	13,33	500	/	62	/

16.2.1.Planning

(Voir le détail du planning à l'annexe)

Table 16-2: planning

Task Name	Duration	Start	Finish
PROJET R+12	74 days	Mon 5/20/24	Tue 8/27/24
Infra-structure	11 days	Mon 5/20/24	Fri 5/31/24
Terrassements	2 days	Mon 5/20/24	Tue 5/21/24
Fondations	4 days	Wed 5/22/24	Sun 5/26/24
Sous-sol	5 days	Mon 5/27/24	Fri 5/31/24
Superstructure	63 days	Mon 6/3/24	Tue 8/27/24
RDC	5 days	Mon 6/3/24	Fri 6/7/24
R+1	5 days	Mon 6/10/24	Fri 6/14/24
R+2	5 days	Sat 6/15/24	Thu 6/20/24
R+3	5 days	Fri 6/21/24	Thu 6/27/24
R+4	5 days	Fri 6/28/24	Thu 7/4/24
R+5	5 days	Fri 7/5/24	Thu 7/11/24
R+6	5 days	Fri 7/12/24	Thu 7/18/24
R+7	5 days	Fri 7/19/24	Thu 7/25/24
R+8	3 days	Fri 7/26/24	Tue 7/30/24
R+9	5 days	Wed 7/31/24	Tue 8/6/24
R+10	5 days	Wed 8/7/24	Tue 8/13/24
R+11	5 days	Wed 8/14/24	Tue 8/20/24
R+12	5 days	Wed 8/21/24	Tue 8/27/24

16.2.2. Etude de prix

Dans le processus de planification et de réalisation d'un projet, l'étude de prix est une étape essentielle. Elle vise en première position à estimer et évaluer les prix de vente hors taxe des ouvrages élémentaires en prenant en compte divers facteurs notamment la matière première, la main d'œuvre, le matériel, puis à en déduire le prix de vente total des travaux hors taxes et toutes taxes comprises.

Elle permet de :

- Établir un budget réaliste pour le projet ;
- Éviter les dépassements budgétaires et prendre des mesures correctives si nécessaire ;
- Évaluer différentes options et choisir les solutions les plus adaptées aux besoins du projet ;
- S'assurer que les prix proposés sont raisonnables et compétitifs lors des appels d'offres.

Nous avons utilisé le logiciel CYPE Project 2017 aussi.

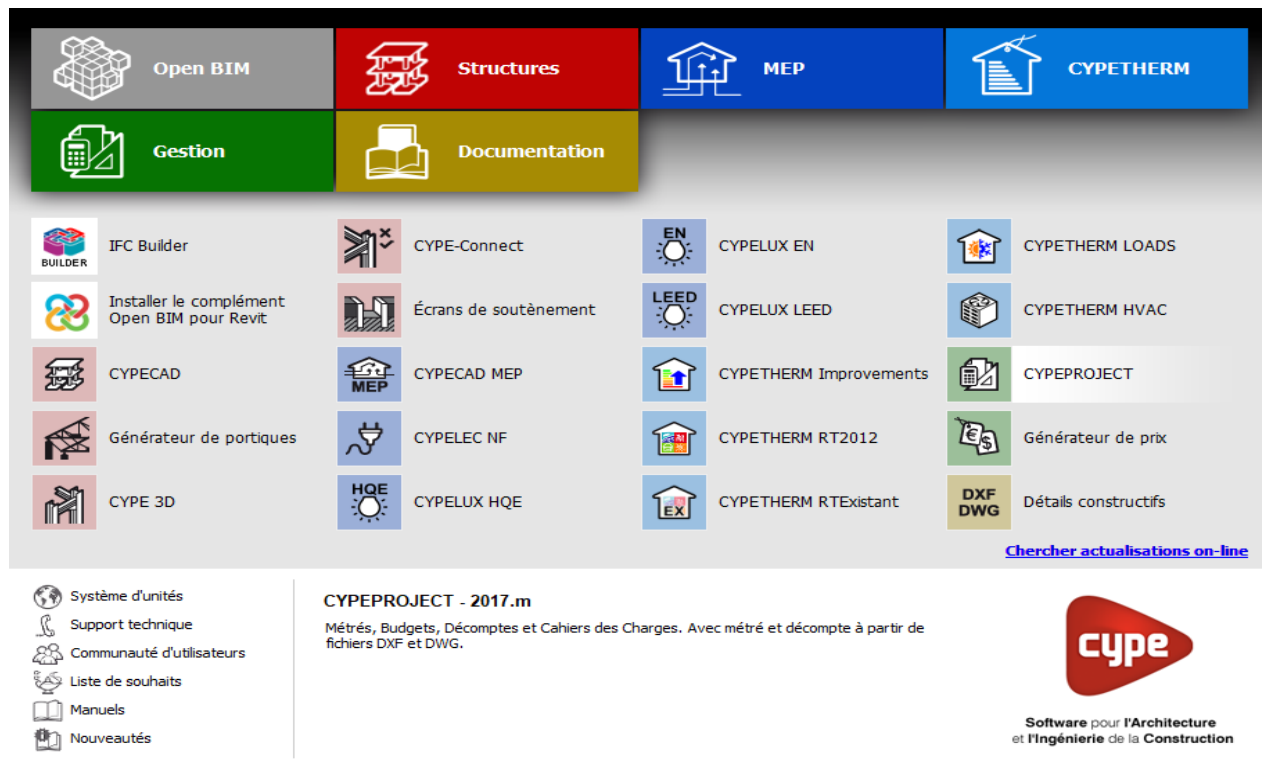


Figure 16-1: La fenêtre d'accueil de CYPE 2017

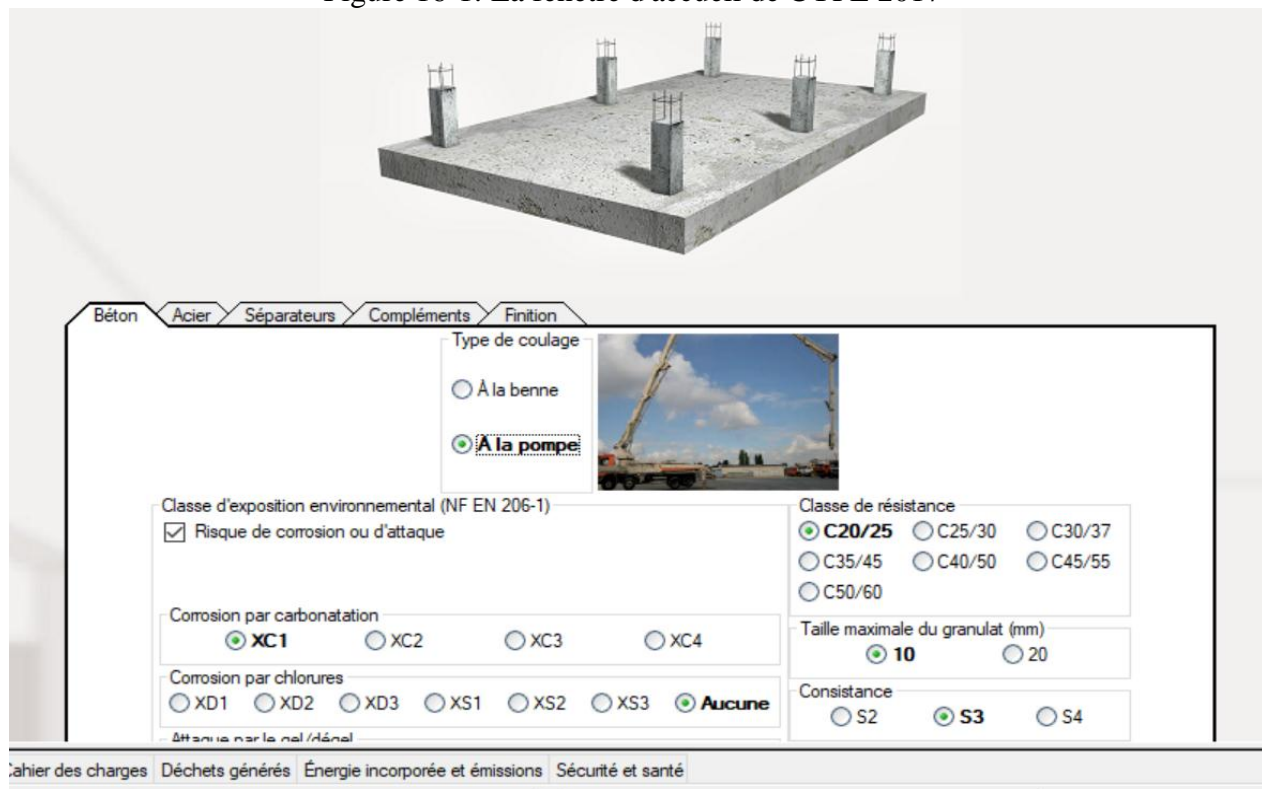


Figure 16-2: Definition du radier

16.2.2.1. Etude de cout direct

Les résultats de l'étude de prix (couts directs) de notre projet figurent dans le tableau ci-dessous

Table 16-3 : Etude de cout direct

Ouvrage :		BUDJET CHRP				
Code	Type	Unité	Résumé	Quantité	Prix (DA)	Montant (DA)
BUDJET CHRP	Chapitre				189517508,46	189517508,46
1.1	Chapitre		Infrastructure		22,313,056.99	22,313,056.99
1.1.1	Chapitre		Fondation		9,538,144.24	9,538,144.24
1.1.1.1	Unité d'ouvrage	m3	Bp	30.60	10,536.46	322,415.68
1.1.1.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle radier	306.00	30,116.76	9,215,728.56
			1.1.1		9,538,144.24	9,538,144.24
1.1.2	Chapitre		Sous-sol 1		12,774,912.75	12,774,912.75
1.1.2.1	Unité d'ouvrage	m3	VP	44.50	54,676.17	2,433,089.57
1.1.2.2	Unité d'ouvrage	m3	VC	1.84	39,189.90	72,109.42
1.1.2.3	Unité d'ouvrage	kg	Poutres	2,832.00	193.30	547,425.60
1.1.2.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	12.80	20,392.38	261,022.46
1.2.2.5	Unité d'ouvrage	kg	Escalier	12,158.91	508.58	6,183,778.45
1.2.2.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon20	64.00	340.00	21,760.00
1.2.2.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon18	1,980.00	260.00	514,800.00
1.2.2.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon16	980.00	200.00	196,000.00
1.2.2.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon14	1,800.00	140.00	252,000.00
1.2.2.10	Unité d'ouvrage	kg	Poteaux	12,158.91	188.58	2,292,927.25
			1.1.2		12,774,912.75	12,774,912.75
			1.1		22,313,056.99	22,313,056.99
1.2	Chapitre		Superstructure		167204451,47	167204451,47
1.2.1	Chapitre		RDC		14,242,090.97	14,242,090.97
1.2.1.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	4,198.46	508.58	2,135,252.79

1.2.1.2	Unité d'ouvrage	kg	Poutres	11,814.13	188.58	2,227,908.64
1.2.1.3	Unité d'ouvrage	m2	dalle	244.00	20,152.38	4,917,180.72
1.2.1.4	Unité d'ouvrage	kg	Escalier	517.19	508.58	263,032.49
1.2.1.5	Unité d'ouvrage	U	Boulon20	482.00	340.00	163,880.00
1.2.1.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon18	3,960.00	260.00	1,029,600.00
1.2.1.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon16	980.00	200.00	196,000.00
1.2.1.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon14	1,800.00	140.00	252,000.00
1.2.1.10	Unité d'ouvrage	kg	Poteaux	16,211.88	188.58	3,057,236.33
			1.2.1		14,242,090.97	14,242,090.97
1.2.2	Chapitre		R+1		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.2.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	508.58	1,601,442.13
1.2.2.2	Unité d'ouvrage	kg	Poutres	11,814.13	188.58	2,227,908.64
1.2.2.3	Unité d'ouvrage	m2	dalle	244.00	20,152.38	4,917,180.72
1.2.2.4	Unité d'ouvrage	kg	Escalier	194.58	508.58	98,959.50
1.2.2.5	Unité d'ouvrage	kg	Poteaux	12,158.91	188.58	2,292,927.25
1.2.2.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon20	482.00	340.00	163,880.00
1.2.2.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon18	3,960.00	260.00	1,029,600.00
1.2.2.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon16	980.00	200.00	196,000.00
1.2.2.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon14	1,800.00	140.00	252,000.00
			1.2.2		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.3	Chapitre		R+2		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.3.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	508.58	1,601,442.13
1.2.3.2	Unité d'ouvrage	kg	Poutres	11,814.13	188.58	2,227,908.64
1.2.3.3	Unité d'ouvrage	m2	dalle	244.00	20,152.38	4,917,180.72

1.2.3.4	Unité d'ouvrage	kg	Escalier	194.58	508.58	98,959.50
1.2.3.5	Unité d'ouvrage	kg	Poteaux	12,158.91	188.58	2,292,927.25
1.2.3.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon20	482.00	340.00	163,880.00
1.2.3.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon18	3,960.00	260.00	1,029,600.00
1.2.3.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon16	980.00	200.00	196,000.00
1.2.3.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon14	1,800.00	140.00	252,000.00
			1.2.3		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.4	Chapitre		R+3		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.4.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	508.58	1,601,442.13
1.2.4.2	Unité d'ouvrage	kg	Poutres	11,814.13	188.58	2,227,908.64
1.2.4.3	Unité d'ouvrage	m2	dalle	244.00	20,152.38	4,917,180.72
1.2.4.4	Unité d'ouvrage	kg	Escalier	194.58	508.58	98,959.50
1.2.4.5	Unité d'ouvrage	kg	Poteaux	12,158.91	188.58	2,292,927.25
1.2.4.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon20	482.00	340.00	163,880.00
1.2.4.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon18	3,960.00	260.00	1,029,600.00
1.2.4.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon16	980.00	200.00	196,000.00
1.2.4.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon14	1,800.00	140.00	252,000.00
			1.2.4		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.5	Chapitre		R+4		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.5.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	508.58	1,601,442.13
1.2.5.2	Unité d'ouvrage	kg	Poutres	11,814.13	188.58	2,227,908.64
1.2.5.3	Unité d'ouvrage	m2	dalle	244.00	20,152.38	4,917,180.72
1.2.5.4	Unité d'ouvrage	kg	Escalier	194.58	508.58	98,959.50
1.2.5.5	Unité d'ouvrage	kg	Poteaux	12,158.91	188.58	2,292,927.25

1.2.5.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon20	482.00	340.00	163,880.00
1.2.5.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon18	3,960.00	260.00	1,029,600.00
1.2.5.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon16	980.00	200.00	196,000.00
1.2.5.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon14	1,800.00	140.00	252,000.00
			1.2.5		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.6	Chapitre		R+5		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.6.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	508.58	1,601,442.13
1.2.6.2	Unité d'ouvrage	kg	Poutres	11,814.13	188.58	2,227,908.64
1.2.6.3	Unité d'ouvrage	m2	dalle	244.00	20,152.38	4,917,180.72
1.2.6.4	Unité d'ouvrage	kg	Escalier	194.58	508.58	98,959.50
1.2.6.5	Unité d'ouvrage	kg	Poteaux	12,158.91	188.58	2,292,927.25
1.2.6.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon20	482.00	340.00	163,880.00
1.2.6.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon18	3,960.00	260.00	1,029,600.00
1.2.6.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon16	980.00	200.00	196,000.00
1.2.6.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon14	1,800.00	140.00	252,000.00
			1.2.6		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.7	Chapitre		R+6		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.7.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	508.58	1,601,442.13
1.2.7.2	Unité d'ouvrage	kg	Poutres	11,814.13	188.58	2,227,908.64
1.2.7.3	Unité d'ouvrage	m2	dalle	244.00	20,152.38	4,917,180.72
1.2.7.4	Unité d'ouvrage	kg	Escalier	194.58	508.58	98,959.50
1.2.7.5	Unité d'ouvrage	kg	Poteaux	12,158.91	188.58	2,292,927.25
1.2.7.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon20	482.00	340.00	163,880.00
1.2.7.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon18	3,960.00	260.00	1,029,600.00

1.2.7.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon16	980.00	200.00	196,000.00
1.2.7.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon14	1,800.00	140.00	252,000.00
			1.2.7		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.8	Chapitre		R+7		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.8.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	508.58	1,601,442.13
1.2.8.2	Unité d'ouvrage	kg	Poutres	11,814.13	188.58	2,227,908.64
1.2.8.3	Unité d'ouvrage	m2	dalle	244.00	20,152.38	4,917,180.72
1.2.8.4	Unité d'ouvrage	kg	Escalier	194.58	508.58	98,959.50
1.2.8.5	Unité d'ouvrage	kg	Poteaux	12,158.91	188.58	2,292,927.25
1.2.8.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon20	482.00	340.00	163,880.00
1.2.8.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon18	3,960.00	260.00	1,029,600.00
1.2.8.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon16	980.00	200.00	196,000.00
1.2.8.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon14	1,800.00	140.00	252,000.00
			1.2.8		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.9	Chapitre		R+8		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.9.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	508.58	1,601,442.13
1.2.9.2	Unité d'ouvrage	kg	Poutres	11,814.13	188.58	2,227,908.64
1.2.9.3	Unité d'ouvrage	m2	dalle	244.00	20,152.38	4,917,180.72
1.2.9.4	Unité d'ouvrage	kg	Escalier	194.58	508.58	98,959.50
1.2.9.5	Unité d'ouvrage	kg	Poteaux	12,158.91	188.58	2,292,927.25
1.2.9.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon20	482.00	340.00	163,880.00
1.2.9.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon18	3,960.00	260.00	1,029,600.00
1.2.9.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon16	980.00	200.00	196,000.00
1.2.9.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon14	1,800.00	140.00	252,000.00
			1.2.9		12,779,898.24	12,779,898.24

1.2.10	Chapitre		R+9		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.10.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	508.58	1,601,442.13
1.2.10.2	Unité d'ouvrage	kg	Poutres	11,814.13	188.58	2,227,908.64
1.2.10.3	Unité d'ouvrage	m2	dalle	244.00	20,152.38	4,917,180.72
1.2.10.4	Unité d'ouvrage	kg	Escalier	194.58	508.58	98,959.50
1.2.10.5	Unité d'ouvrage	kg	Poteaux	12,158.91	188.58	2,292,927.25
1.2.10.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon20	482.00	340.00	163,880.00
1.2.10.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon18	3,960.00	260.00	1,029,600.00
1.2.10.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon16	980.00	200.00	196,000.00
1.2.10.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon14	1,800.00	140.00	252,000.00
			1.2.10		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.11	Chapitre		R+10		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.11.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	508.58	1,601,442.13
1.2.11.2	Unité d'ouvrage	kg	Poutres	11,814.13	188.58	2,227,908.64
1.2.11.3	Unité d'ouvrage	m2	dalle	244.00	20,152.38	4,917,180.72
1.2.11.4	Unité d'ouvrage	kg	Escalier	194.58	508.58	98,959.50
1.2.11.5	Unité d'ouvrage	kg	Poteaux	12,158.91	188.58	2,292,927.25
1.2.11.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon20	482.00	340.00	163,880.00
1.2.11.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon18	3,960.00	260.00	1,029,600.00
1.2.11.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon16	980.00	200.00	196,000.00
1.2.11.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon14	1,800.00	140.00	252,000.00
			1.2.11		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.12	Chapitre		R+11		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.12.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	508.58	1,601,442.13
1.2.12.2	Unité d'ouvrage	kg	Poutres	11,814.13	188.58	2,227,908.64

1.2.12.3	Unité d'ouvrage	m2	dalle	244.00	20,152.38	4,917,180.72
1.2.12.4	Unité d'ouvrage	kg	Escalier	194.58	508.58	98,959.50
1.2.12.5	Unité d'ouvrage	kg	Poteaux	12,158.91	188.58	2,292,927.25
1.2.12.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon20	482.00	340.00	163,880.00
1.2.12.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon18	3,960.00	260.00	1,029,600.00
1.2.12.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon16	980.00	200.00	196,000.00
1.2.12.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon14	1,800.00	140.00	252,000.00
			1.2.12		12,779,898.24	12,779,898.24
1.2.13	Chapitre		R+12		12,383,479.86	12,383,479.86
1.2.13.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	508.58	1,601,442.13
1.2.13.2	Unité d'ouvrage	kg	Poutres	11,814.13	188.58	2,227,908.64
1.2.13.3	Unité d'ouvrage	m2	dalle	244.00	20,152.38	4,917,180.72
1.2.13.4	Unité d'ouvrage	m³	Acrotère	8.07	44,542.89	359,461.12
1.2.13.5	Unité d'ouvrage	U	Boulon20	64.00	340.00	21,760.00
1.2.13.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon18	1,980.00	260.00	514,800.00
1.2.13.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon16	980.00	200.00	196,000.00
1.2.13.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon14	1,800.00	140.00	252,000.00
1.2.13.9	Unité d'ouvrage	kg	Poteaux	12,158.91	188.58	2,292,927.25
			1.2.13		12,383,479.86	12,383,479.86
			1.2		167204451,47	167204451,47
			BUDJET CHRP		189517508,46	189517508,46

16.2.2.2. Etude de cout direct, indirect avec la marge bénéficiaire

Les résultats sont renseignés dans le tableau suivant (voir le détail en annexe) :

Table 16-4: Cout total du projet

N°	Chapitres	Un.	RÉSUMÉ	QTE	P.U.	MONTANT
1			R+12			46,045,908.66

1.1			Infrastructure			
1.1.1	Chapitre		Fondation			
1.1.1.1	Unité d'ouvrage	m3	Bp	30.60	13,908.00	425,584.80
1.1.1.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle radier	306.00	39,754.00	12,164,724.00
1.1.2	Chapitre		Sous-sol			
1.1.2.1	Unité d'ouvrage	kg	VP	44.50	72,173.00	3,211,698.50
1.1.2.2	Unité d'ouvrage	kg	VC	1.84	51,731.00	95,185.04
1.1.2.3	Unité d'ouvrage	m2	Poutres	2,832.00	256.00	724,992.00
1.1.2.4	Unité d'ouvrage	kg	Dalle	12.80	26,918.00	344,550.40
1.1.2.5	Unité d'ouvrage	m ³	Escalier	12,158.91	671.00	8,158,628.61
1.1.2.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon 20	64.00	449.00	28,736.00
1.1.2.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon 18	1,980.00	343.00	679,140.00
1.1.2.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon 16	980.00	264.00	258,720.00
1.1.2.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon 14	1,800.00	185.00	333,000.00
1.1.2.10	Unité d'ouvrage	kg	Poteaux	12,158.91	248.00	3,015,409.68
1.2			Superstructure			
1.2.1	Chapitre		RDC			
1.2.1.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	4,198.46	671.00	2,817,166.66
1.2.1.2	Unité d'ouvrage	m2	Poutres	11,814.13	248.00	2,929,904.24
1.2.1.3	Unité d'ouvrage	kg	Dalle	244.00	26,602.00	6,490,888.00
1.2.1.4	Unité d'ouvrage	m ³	Escalier	517.19	671.00	347,034.49
1.2.1.5	Unité d'ouvrage	U	Poteaux	16,211.88	248.00	4,020,546.24
1.2.1.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon 20	482.00	449.00	216,418.00
1.2.1.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon 18	3,960.00	343.00	1,358,280.00
1.2.1.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon 16	980.00	264.00	258,720.00

1.2.1.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon 14	1,800.00	185.00	333,000.00
1.2.1	Chapitre		R+1			
1.2.2.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	671.00	2,112,878.35
1.2.2.1	Unité d'ouvrage	m2	Poutres	11,814.13	248.00	2,929,904.24
1.2.2.2	Unité d'ouvrage	kg	Dalle	244.00	26,602.00	6,490,888.00
1.2.2.3	Unité d'ouvrage	m ³	Escalier	194.58	671.00	130,563.18
1.2.2.4	Unité d'ouvrage	U	Poteaux	12,158.91	248.00	3,015,409.68
1.2.2.5	Unité d'ouvrage	U	Boulon 20	482.00	449.00	216,418.00
1.2.2.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon 18	3,960.00	343.00	1,358,280.00
1.2.2.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon 16	980.00	264.00	258,720.00
1.2.2.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon 14	1,800.00	185.00	333,000.00
1.2.3	Chapitre		R+2			
1.2.3.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	671.00	2,112,878.35
1.2.3.2	Unité d'ouvrage	m2	Poutres	11,814.13	248.00	2,929,904.24
1.2.3.3	Unité d'ouvrage	kg	Dalle	244.00	26,602.00	6,490,888.00
1.2.3.4	Unité d'ouvrage	m ³	Escalier	194.58	671.00	130,563.18
1.2.3.5	Unité d'ouvrage	U	Poteaux	12,158.91	248.00	3,015,409.68
1.2.3.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon 20	482.00	449.00	216,418.00
1.2.3.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon 18	3,960.00	343.00	1,358,280.00
1.2.3.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon 16	980.00	264.00	258,720.00
1.2.3.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon 14	1,800.00	185.00	333,000.00
1.2.4	Chapitre		R+3			
1.2.4.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	671.00	2,112,878.35
1.2.4.2	Unité d'ouvrage	m2	Poutres	11,814.13	248.00	2,929,904.24

1.2.4.3	Unité d'ouvrage	kg	Dalle	244.00	26,602.00	6,490,888.00
1.2.4.4	Unité d'ouvrage	m ³	Escalier	194.58	671.00	130,563.18
1.2.4.5	Unité d'ouvrage	U	Poteaux	12,158.91	248.00	3,015,409.68
1.2.4.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon 20	482.00	449.00	216,418.00
1.2.4.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon 18	3,960.00	343.00	1,358,280.00
1.2.4.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon 16	980.00	264.00	258,720.00
1.2.4.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon 14	1,800.00	185.00	333,000.00
1.2.5	Chapitre		R+4			
1.2.5.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	671.00	2,112,878.35
1.2.5.2	Unité d'ouvrage	m ²	Poutres	11,814.13	248.00	2,929,904.24
1.2.5.3	Unité d'ouvrage	kg	Dalle	244.00	26,602.00	6,490,888.00
1.2.5.4	Unité d'ouvrage	m ³	Escalier	194.58	671.00	130,563.18
1.2.5.5	Unité d'ouvrage	U	Poteaux	12,158.91	248.00	3,015,409.68
1.2.5.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon 20	482.00	449.00	216,418.00
1.2.5.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon 18	3,960.00	343.00	1,358,280.00
1.2.5.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon 16	980.00	264.00	258,720.00
1.2.5.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon 14	1,800.00	185.00	333,000.00
1.2.6	Chapitre		R+6			
1.2.6.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	671.00	2,112,878.35
1.2.6.2	Unité d'ouvrage	m ²	Poutres	11,814.13	248.00	2,929,904.24
1.2.6.3	Unité d'ouvrage	kg	Dalle	244.00	26,602.00	6,490,888.00
1.2.6.4	Unité d'ouvrage	m ³	Escalier	194.58	671.00	130,563.18
1.2.6.5	Unité d'ouvrage	U	Poteaux	12,158.91	248.00	3,015,409.68
1.2.6.6	Unité	U	Boulon 20	482.00	449.00	216,418.00

	d'ouvrage					
1.2.6.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon 18	3,960.00	343.00	1,358,280.00
1.2.6.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon 16	980.00	264.00	258,720.00
1.2.6.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon 14	1,800.00	185.00	333,000.00
1.2.7	Chapitre		R+7			
1.2.7.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	671.00	2,112,878.35
1.2.7.2	Unité d'ouvrage	m2	Poutres	11,814.13	248.00	2,929,904.24
1.2.7.3	Unité d'ouvrage	kg	Dalle	244.00	26,602.00	6,490,888.00
1.2.7.4	Unité d'ouvrage	m ³	Escalier	194.58	671.00	130,563.18
1.2.7.5	Unité d'ouvrage	U	Poteaux	12,158.91	248.00	3,015,409.68
1.2.7.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon 20	482.00	449.00	216,418.00
1.2.7.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon 18	3,960.00	343.00	1,358,280.00
1.2.7.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon 16	980.00	264.00	258,720.00
1.2.7.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon 14	1,800.00	185.00	333,000.00
1.2.8	Chapitre		R+8			
1.2.8.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	671.00	2,112,878.35
1.2.8.2	Unité d'ouvrage	m2	Poutres	11,814.13	248.00	2,929,904.24
1.2.8.3	Unité d'ouvrage	kg	Dalle	244.00	26,602.00	6,490,888.00
1.2.8.4	Unité d'ouvrage	m ³	Escalier	194.58	671.00	130,563.18
1.2.8.5	Unité d'ouvrage	U	Poteaux	12,158.91	248.00	3,015,409.68
1.2.8.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon 20	482.00	449.00	216,418.00
1.2.8.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon 18	3,960.00	343.00	1,358,280.00
1.2.8.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon 16	980.00	264.00	258,720.00
1.2.8.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon 14	1,800.00	185.00	333,000.00

1.2.9	Chapitre		R+9			
1.2.9.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	671.00	2,112,878.35
1.2.9.2	Unité d'ouvrage	m2	Poutres	11,814.13	248.00	2,929,904.24
1.2.9.3	Unité d'ouvrage	kg	Dalle	244.00	26,602.00	6,490,888.00
1.2.9.4	Unité d'ouvrage	m ³	Escalier	194.58	671.00	130,563.18
1.2.9.5	Unité d'ouvrage	U	Poteaux	12,158.91	248.00	3,015,409.68
1.2.9.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon 20	482.00	449.00	216,418.00
1.2.9.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon 18	3,960.00	343.00	1,358,280.00
1.2.9.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon 16	980.00	264.00	258,720.00
1.2.9.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon 14	1,800.00	185.00	333,000.00
1.2.10	Chapitre		R+10			
1.2.10.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	671.00	2,112,878.35
1.2.10.2	Unité d'ouvrage	m2	Poutres	11,814.13	248.00	2,929,904.24
1.2.10.3	Unité d'ouvrage	kg	Dalle	244.00	26,602.00	6,490,888.00
1.2.10.4	Unité d'ouvrage	m ³	Escalier	194.58	671.00	130,563.18
1.2.10.5	Unité d'ouvrage	U	Poteaux	12,158.91	248.00	3,015,409.68
1.2.10.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon 20	482.00	449.00	216,418.00
1.2.10.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon 18	3,960.00	343.00	1,358,280.00
1.2.10.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon 16	980.00	264.00	258,720.00
1.2.10.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon 14	1,800.00	185.00	333,000.00
1.2.11	Chapitre		R+11			
1.2.11.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	671.00	2,112,878.35
1.2.11.2	Unité d'ouvrage	m2	Poutres	11,814.13	248.00	2,929,904.24
1.2.11.3	Unité d'ouvrage	kg	Dalle	244.00	26,602.00	6,490,888.00

1.2.11.4	Unité d'ouvrage	m ³	Escalier	194.58	671.00	130,563.18
1.2.11.5	Unité d'ouvrage	U	Poteaux	12,158.91	248.00	3,015,409.68
1.2.11.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon 20	482.00	449.00	216,418.00
1.2.11.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon 18	3,960.00	343.00	1,358,280.00
1.2.11.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon 16	980.00	264.00	258,720.00
1.2.11.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon 14	1,800.00	185.00	333,000.00
1.2.12	Chapitre		R+12			
1.2.12.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	671.00	2,112,878.35
1.2.12.2	Unité d'ouvrage	m ²	Poutres	11,814.13	248.00	2,929,904.24
1.2.12.3	Unité d'ouvrage	kg	Dalle	244.00	26,602.00	6,490,888.00
1.2.12.4	Unité d'ouvrage	m ³	Escalier	194.58	671.00	130,563.18
1.2.12.5	Unité d'ouvrage	U	Poteaux	12,158.91	248.00	3,015,409.68
1.2.12.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon 20	482.00	449.00	216,418.00
1.2.12.7	Unité d'ouvrage	U	Boulon 18	3,960.00	343.00	1,358,280.00
1.2.12.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon 16	980.00	264.00	258,720.00
1.2.12.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon 14	1,800.00	185.00	333,000.00
1.2.13	Chapitre		R+13			
1.2.13.1	Unité d'ouvrage	kg	VC	3,148.85	671.00	2,112,878.35
1.2.13.2	Unité d'ouvrage	m ²	Poutres	11,814.13	248.00	2,929,904.24
1.2.13.3	Unité d'ouvrage	kg	Dalle	244.00	26,602.00	6,490,888.00
1.2.13.4	Unité d'ouvrage	m ³	Acrotère	12,158.91	248.00	3,015,409.68
1.2.13.5	Unité d'ouvrage	U	Poteaux	8.07	58,796.00	474,483.72
1.2.13.6	Unité d'ouvrage	U	Boulon 20	64.00	449.00	28,736.00
1.2.13.7	Unité	U	Boulon 18	1,980.00	343.00	679,140.00

	d'ouvrage					
1.2.12.8	Unité d'ouvrage	U	Boulon 16	980.00	264.00	258,720.00
1.2.12.9	Unité d'ouvrage	U	Boulon 14	1,800.00	185.00	333,000.00
T			TOTAL			249,842,162.60

MONTANT TVA:	47,470,010.89
-------------------------	----------------------

MONTANT TTC:	297,312,173.49
-------------------------	-----------------------

Chapitre 17 : Etude Comparative

Chapitre 17: ETUDE COMPARATIVE

17.1.Introduction

Dans cette partie, on va soumettre nos deux structures à plusieurs critères afin de les comparer pour connaître laquelle est la meilleure sur les plans de sécurité et de l'économie. On verra par la suite les avantages et inconvénients les plus importants des deux types de structures.

17.2.Critères de comparaison

17.2.1.Le poids total

Le poids des deux structures est donné par le logiciel Robot structural 2023 .

Tableau 17-1: Le poids total des éléments structuraux des deux structures

Structure	Poids total de la structure (kN)	Le rapport
Béton armé	43723,64	$\frac{S. M}{B. A} = 0,49$
Structure métallique	20492.78	

17.2.2.Observation

D'après le tableau ci-dessus le poids total de la structure du béton armé est supérieur de 49% à celui de la structure métallique.

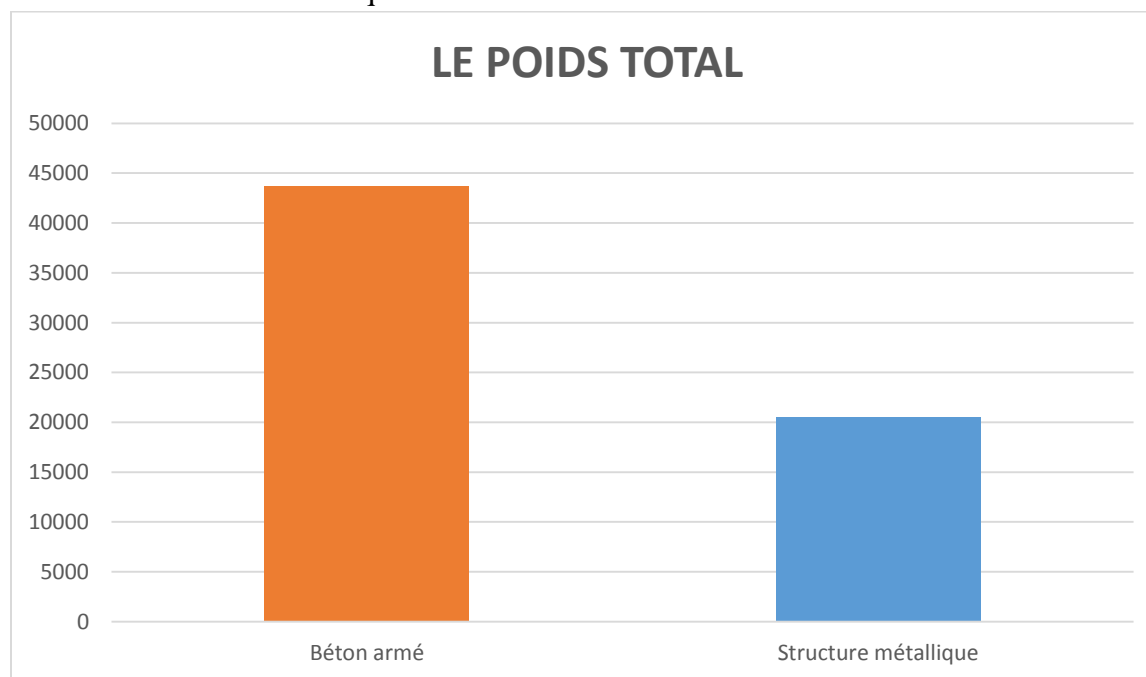


Figure 17-1 : Comparaison entre la structure métallique et la structure béton armé

Conclusion

L'histogramme de la figure (1) montre l'approche entre le poids de la structure métallique et la structure béton armé. Ce qui paraît contredire l'hypothèse de la légèreté des structures métalliques.

L'analyse suivante va éclaircir cette contradiction.

17.3.Comparaison du montant total

Tableau 17-2: Comparaison du montant total des deux structures

Structure	Montant total (DA)	Rapport
Béton armé	131,287,268.71	$\frac{S.M}{B.A} = 2,26$
Structure métallique	297,312,173.49	

L'analyse a montré que le coût de la structure métallique est supérieur de 2,26 fois celui de la structure en béton armé.

Conclusion

le montant de la structure métallique est très élevé.

17.4.Comparaison la durée de réalisation

Tableau 17-3 : Comparaison entre la durée de réalisation des deux structures.

Structure	Durée de réalisation jours	Durée mois	Rapport
Béton armé	160	5,3	$\frac{B.A}{S.M} = 2,16$
Structure métallique	74	2,5	

Observation

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que le temps de réalisation de la structure métallique est inférieur de 2,16 fois le temps de la structure en béton armé.

Conclusion

On conclut que la réalisation de la structure métallique est plus rapide ce qui implique un gain important des frais. Ceci pourrait compenser la différence constatée des prix de revient ci-dessus.

Remarque : l'effectif du personnel sur le chantier n'a pas été pris en considération lors du calcul estimatif.

17.5.La période fondamentale d'oscillations

17.5.1. Structure en béton armé

Tableau 17-4 : La période fondamentale de la structure en béton armé.

Mode	Période (s)	Masse modale Ux (%)	Masse modale Uy (%)	Nature
1	0,88	0,04	64,93	Trans x
2	0,78	64,91	0,04	Trans y
3	0,57	1,00	0,01	Torsion

17.6. Structure métallique

Tableau 17-5 : La période fondamentale de la structure métallique.

Mode	Période (s)	Masse modale Ux (%)	Masse modale Uy (%)	Nature
1	1,13	0,05	66,76	Trans x
2	1,04	64,69	0,06	Trans y
3	0,62	0,23	0,00	Torsion

17.7. Comparaison entre les périodes fondamentale

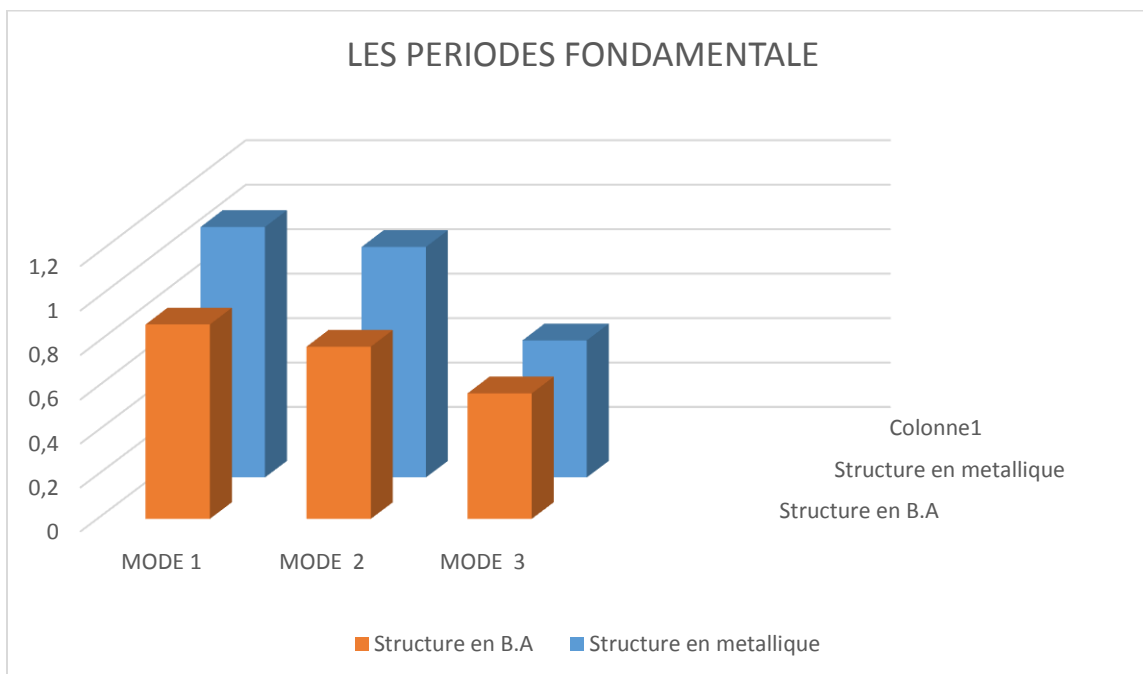


Figure 17-2 : Comparaison entre les périodes fondamentale des deux structures

Tableau 17-6 : Rapport des périodes fondamentales dans différents modes.

Le rapport	Mode 1	Mode 2	Mode 3
------------	--------	--------	--------

$\frac{S.M}{B.A}$	1,28	1,33	1,08
-------------------	------	------	------

Observation

D'après le tableau précédent, nous remarquons que le rapport des périodes est presque constant et tourne autour de 1,25. Ceci prouve bien que les structures métalliques sont plus souples que les structures en béton armé.

Conclusion

La structure en béton armé est plus rigide que la structure métallique.

17.8.Déplacements

Tableau 17-7 : Déplacement inter étage des deux structures.

Etage	Structures			
	Béton armé		S. Métallique	
	Δek		Δek	
	sens x	sens y	sens x	sens y
1	0	0,1	0,0	0,0
2	0,4	0,5	1,1	1,5
3	0,4	0,5	1,0	1,1
4	0,5	0,6	1,1	1,2
5	0,6	0,7	1,1	1,2
6	0,6	0,7	1,1	1,2
7	0,6	0,7	1,2	1,3
8	0,6	0,7	1,2	1,3
9	0,6	0,7	1,2	1,3
10	0,6	0,7	1,1	1,2
11	0,5	0,7	1,1	1,2
12	0,5	0,6	1,0	1,1
13	0,4	0,6	1,0	1,1
14	0,4	0,5	0,9	1,0

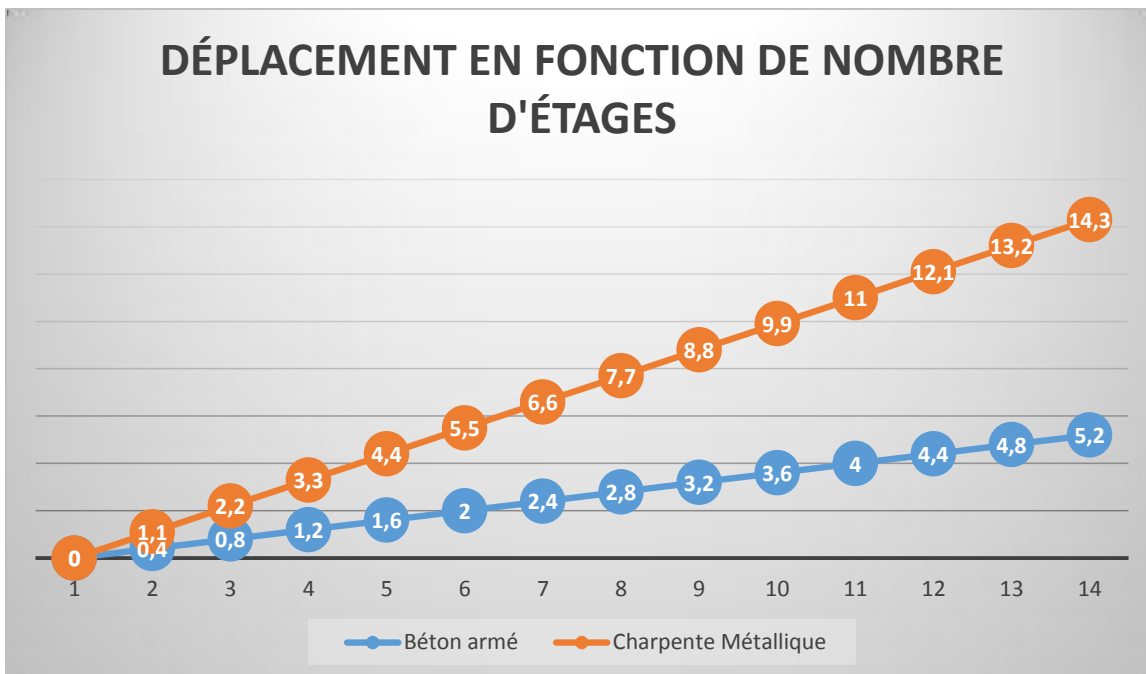


Figure 17-3 : Déplacement en fonction de nombre d'étages (sens x-x)

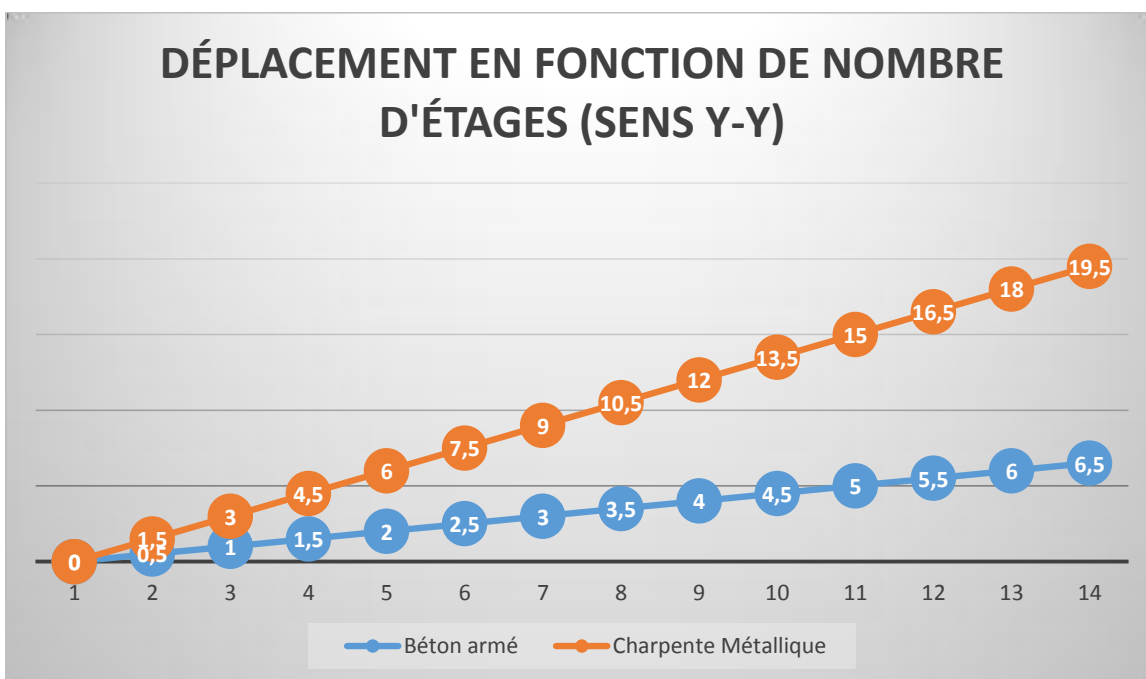


Figure 17-4 : Déplacement en fonction de nombre d'étages (sens y-y)

17.9.Conclusion

L'ossature métallique subit de grands déplacements à cause de sa souplesse.

17.9.1. Autres critères de comparaison

17.9.1.1. Economie d'entretien

Les constructions en béton armé ne nécessitent aucun entretien tandis que les constructions métalliques ont besoins d'être peintes régulièrement.

17.9.1.2. Résistance au feu

Les constructions en béton armé se comportent beaucoup mieux en cas d'incendie que les constructions métalliques. Le béton, grâce à sa mauvaise conductibilité thermique retarde les effets de la chaleur sur les armatures.

17.9.1.3. Aspect environnemental

Les structures métalliques sont classées dans la filière dite sèche, Cela signifie sans eau, sans boue, sans poussière. Évitant tout rejet dans la nature avec un matériau recyclable à 100% l'acier économise les ressources naturelles, en revanche les structures en béton armé polluent l'environnement avec les débris des briques, des matériaux, déplacement de camion, risque d'accident ...

Cette donnée est particulièrement importante à notre époque.

17.9.1.4. Durabilité :

Les structures en béton armé résistent aux actions d'air et d'eau la seule condition a observé est la protection des armatures. Outre les structures métalliques ont une grande capacité à supporter un grand nombre de cycles et de charges avant rupture.

17.9.1.5. Les avantages majeurs d'une construction métallique par rapport au béton armé

La rapidité d'exécution du montage de la structure, la résistance de l'acier qui permet de réaliser des ossatures plus solides supportant des portées très importantes.

Seul l'acier permet d'éteindre économiquement des hauteurs de construction importantes dans les bâtiments à étages multiples.

L'ossature métallique constitue la solution la plus économique et surtout son comportement en cas de séisme car utilisation d'un squelette métallique dans un bâtiment permet de :

- Minimisés l'action sismique grâce à des éléments constructifs légères.
- Maximiser la capacité de résistance en choisissant des assemblages et des profilés adéquats.

17.9.1.6. Autres avantages sont présentés au tableau ci-dessous

Tableau 17-8 : Avantages et Inconvénients des deux structures.

Aspect	Béton Armé	Charpente métallique
Poids	Lourd	Léger
Durée	Lent	Rapide
Stabilité	Plus Rigide	Plus Flexible
Cout	Chère	Très Chère

Conclusion Générale

Cette analyse des avantages et inconvénients doit permettre d'orienter le choix préalable d'une construction, de manière à utiliser au maximum les avantages tout en minimisant les inconvénients face aux séismes les structures métalliques sont fortement utilisées surtout dans les régions où les risques de tremblement de terre sont élevés.

Le béton armé system voile porteur est notablement pour réaliser les projets d'habitations qui surpasse les 5 étages à cause de ces important avantages économiques et techniques.

Dans notre cas, nous sommes passés des plans d'architecture au pré dimensionnement de chaque élément (plancher, voile, poutre, balcon, acrotère, escaliers), puis à l'étude sismique effectuée selon le RPA99/2003 avec ROBOT où nous avons dû apporter une modification à la disposition initiale des voiles de l'architecte sachant que nous avons une structure rectangulaire, de différents usages.

La structure une fois vérifiée nous avons ferrailé nos différentes sections selon le BAEL 99 en considérant les sollicitations les plus défavorables.

Ensuite après calcul, le choix de fondation s'est porté sur un radier suite à l'importance des charges transmises que nous avons dimensionné et ferrailé.

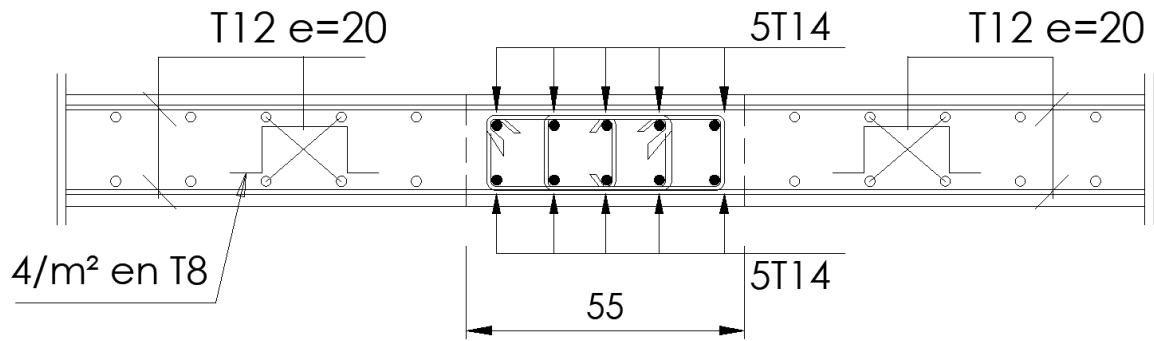
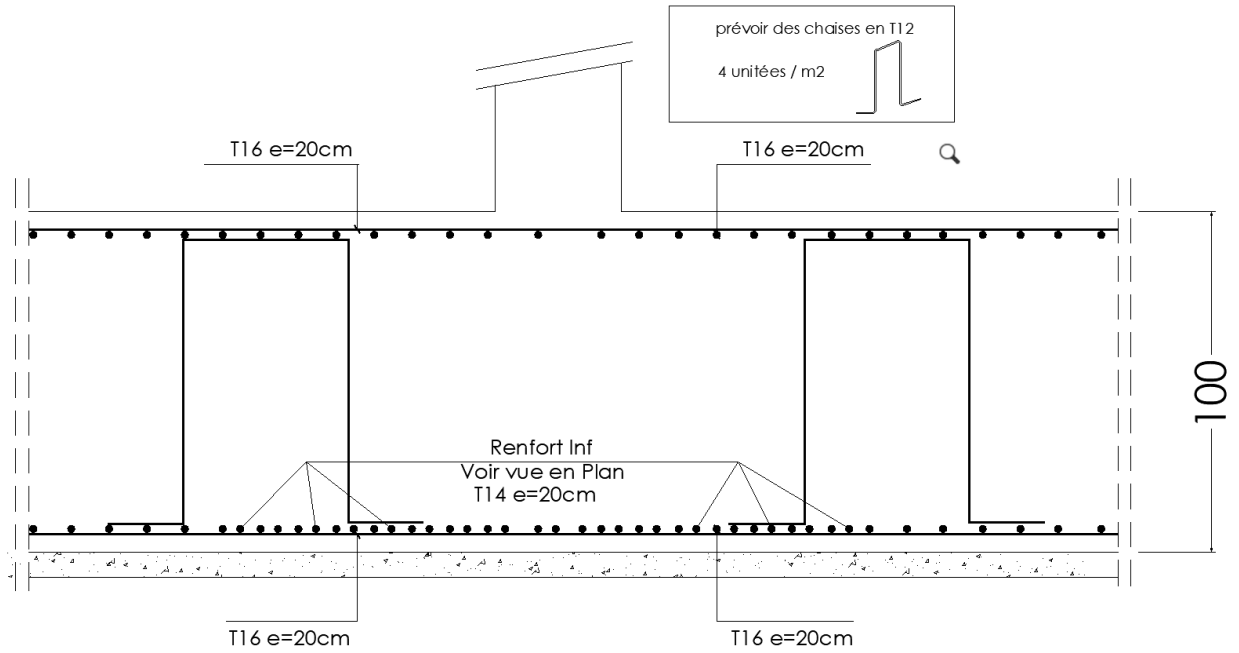
Faute de temps nous ne nous sommes pas intéressés aux ascenseurs et aux voiles périphériques.

Et pour terminer nous avons déterminé le ratio acier et coffrage pour chacun de nos éléments, ce qui nous a permis d'élaborer un planning d'exécution qui s'étend sur 160 jours ou 5,33 mois et d'estimer le cout total du projet à 489 657 066,68 dinars.

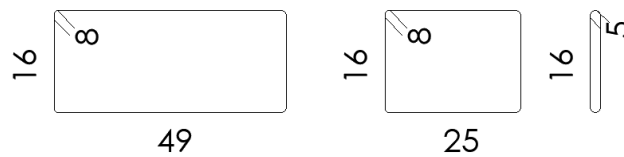
Nous nous sommes aussi familiarisé avec les logiciels de dessin AUTOCAD, de calcul de structures ROBOT, de gestion de projet MS PROJECT et d'étude de prix CYPE.

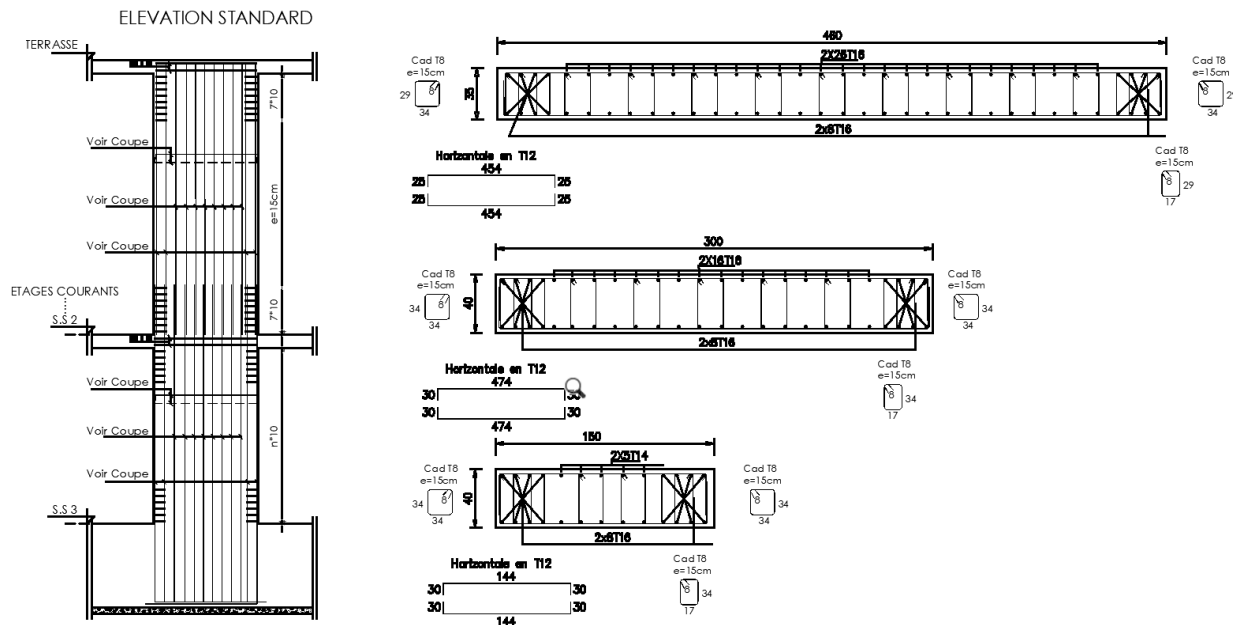
Cette étude nous a été bénéfique dans le sens où nous avons un peu touché à tout et acquiers des qualités et connaissances qui nous seront utiles pour notre future vie professionnelle.

ANNEXES



Cadres T8/ e=15cm





5.5 a contrainte admissible du sol recommandée :

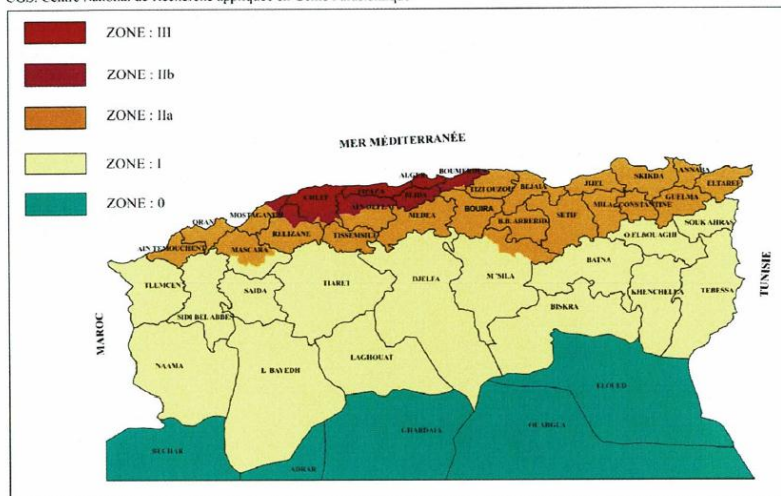
La contrainte admissible du sol « Q_{adm} » à retenir pour le dimensionnement des fondations sera dans ce cas, prise égale à 5 bars (ou kg/cm^2), et cela pour l'ensemble du terrain.

Pour une telle contrainte, les tassements prévisibles des fondations sous charges seront dans les limites tolérables.

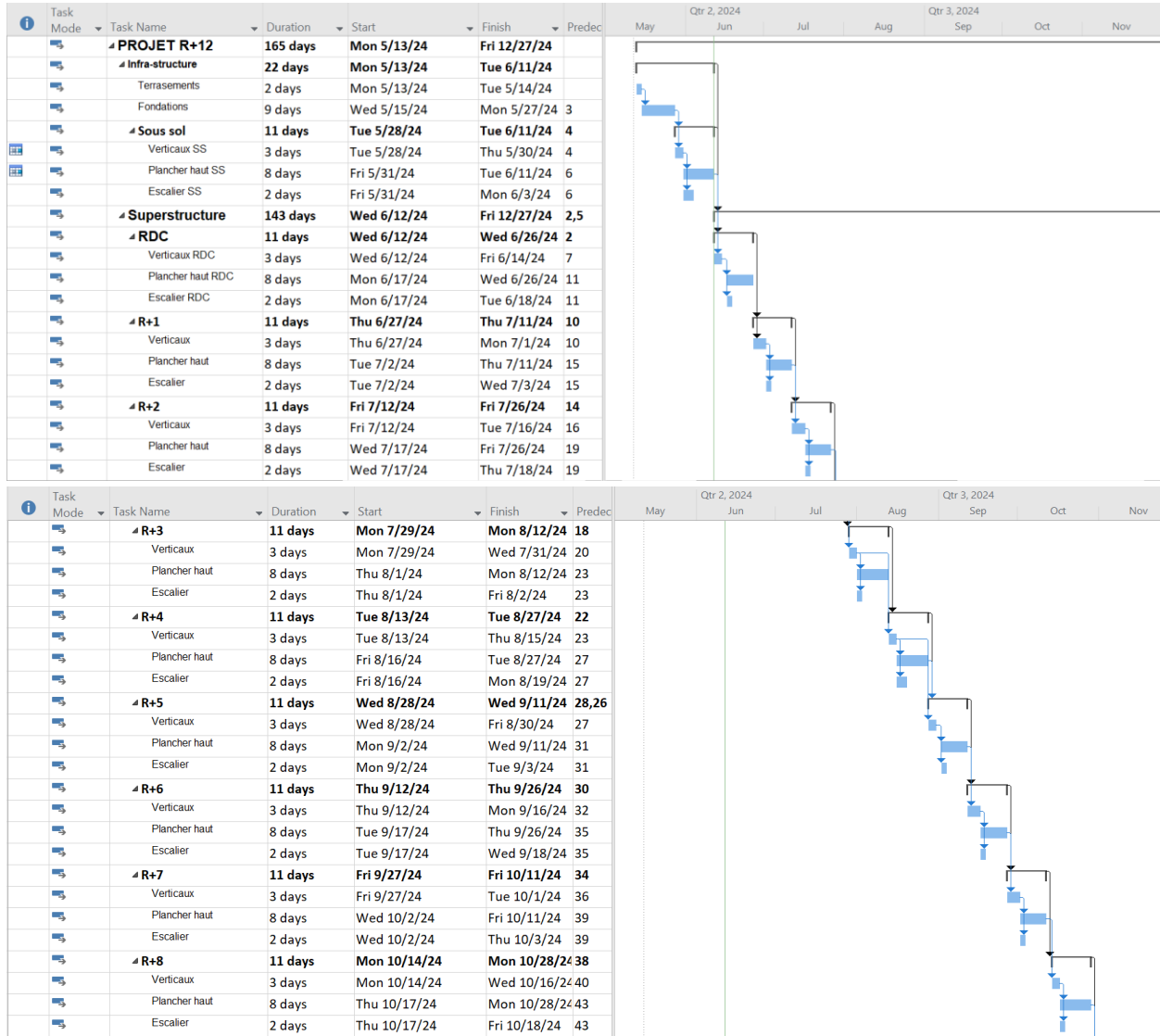
ACTIVITE SISMIQUE DU SITE :

La zone d'étude fait partie de la zone sismogène d'Oran. Cette région ayant une activité sismique moyenne (IIa), pour le calcul dynamique des ouvrages, il y'a lieu de se référer au règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99 version 2003). Les ouvrages doivent être conçus de façon à ce qu'ils résistent aux plus fortes secousses tellurique.

CGS: Centre National de Recherche appliquée en Génie Parasismique



Carte de zonage sismique de l'Algérie selon CGS (RPA, 2003)



Task Mode						Qtr 2, 2024			Qtr 3, 2024			Qtr 4, 2024		
Task Mode	Task Name	Duration	Start	Finish	Preced	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec		
	↳ R+9	11 days	Tue 10/29/24	Tue 11/12/24	42									
	↳ Verticaux	3 days	Tue 10/29/24	Thu 10/31/24	44									
	↳ Plancher haut	8 days	Fri 11/1/24	Tue 11/12/24	47									
	↳ Escalier	2 days	Fri 11/1/24	Mon 11/4/24	47									
	↳ R+10	11 days	Wed 11/13/24	Wed 11/27/24	46									
	↳ Verticaux	3 days	Wed 11/13/24	Fri 11/15/24	48									
	↳ Plancher haut	8 days	Mon 11/18/24	Wed 11/27/24	51									
	↳ Escalier	2 days	Mon 11/18/24	Tue 11/19/24	51									
	↳ R+11	11 days	Thu 11/28/24	Thu 12/12/24	50									
	↳ Verticaux	3 days	Thu 11/28/24	Mon 12/2/24	52									
	↳ Plancher haut	8 days	Tue 12/3/24	Thu 12/12/24	55									
	↳ Escalier	2 days	Tue 12/3/24	Wed 12/4/24	55									
	↳ R+12	11 days	Fri 12/13/24	Fri 12/27/24	54									
	↳ Verticaux	3 days	Fri 12/13/24	Tue 12/17/24	56									
	↳ Plancher haut	8 days	Wed 12/18/24	Fri 12/27/24	59									
	↳ Escalier	2 days	Wed 12/18/24	Thu 12/19/24	59									
N°	RÉSUMÉ	QTE	CÔTS	T.C.D.	Ind.	T.C.I.	MARGEM	P.U.	MONTANT					
1	R+12			76,614,997.61		5,809,067.25			41,825,810.28					
1.1.1.1	m3 Bp	33.00	10,502.51	346,582.83	1	2,100.49		15,124.00	499,092.00					
1.1.1.2	m3 Dalle radier	330.00	19,358.64	6,388,351.20	1	3,871.36	1,277,548.80	4,646.00	27,876.00			9,199,080.00		
1.1.2.1	m3 VP	24.16	34,189.04	826,007.21	1	6,837.96	165,205.11	8,205.40	49,232.00			1,189,445.12		
1.1.2.2	m3 VC	155.19	52,247.60	8,108,305.04	1	10,449.40	1,621,642.39	12,539.40	75,236.00			11,675,874.84		
1.1.2.3	m3 Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23	1	7,404.51	165,120.57	8,885.20	53,311.00			1,188,835.30		
1.1.2.4	m3 Dalle radier	40.33	18,729.91	755,377.27	1	3,746.09	151,079.81	4,495.20	26,971.00			1,087,740.43		
1.2.1.1	m3 VC	47.01	50,458.96	2,372,075.71	1	10,092.04	474,426.80	12,110.20	72,661.00			3,415,793.61		
1.2.1.2	m3 Poutres	28.32	37,021.49	1,048,448.60	1	7,404.51	209,695.72	8,885.20	53,311.00			1,509,767.52		
1.2.1.3	m3 Dalle Pleine	40.33	47,588.20	1,919,232.11	1	9,517.80	383,852.87	11,421.20	68,527.00			2,763,693.91		
1.2.1.4	m3 Escalier 1	2.06	28,561.29	58,836.26	1	5,712.71	11,768.18	6,854.80	41,129.00			84,725.74		
1.2.1.5	m3 Escalier 2	3.57	23,132.95	82,584.63	1	4,627.05	16,518.57	5,552.00	33,312.00			118,923.84		
1.2.2.1	m3 VC	37.09	49,536.75	1,837,318.06	1	9,907.25	367,459.90	11,888.80	71,333.00			2,645,740.97		
1.2.2.2	m3 Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23	1	7,404.51	165,120.57	8,885.20	53,311.00			1,188,835.30		
1.2.2.3	m3 Dalle Pleine	43.47	26,802.30	1,165,095.98	1	5,360.70	233,029.63	6,432.60	38,596.00			1,677,768.12		
1.2.2.4	m3 Escalier 1	2.06	28,491.93	58,693.38	1	5,698.07	11,738.02	6,838.00	41,028.00			84,517.68		
1.2.3.1	m3 VC	32.20	54,824.52	1,765,349.54	1	10,964.48	353,056.26	13,157.80	78,947.00			2,542,093.40		
1.2.3.2	m3 Poutres	22.30	29,704.84	662,417.93	1	5,941.16	132,487.87	7,129.20	42,775.00			953,882.50		
1.2.3.3	m3 Dalle Pleine	43.47	37,038.43	1,610,060.55	1	7,407.57	322,007.07	8,889.20	53,335.00			2,318,472.45		
1.2.3.4	m3 Escalier 1	2.06	28,587.30	58,889.84	1	5,717.70	11,778.46	6,861.00	41,166.00			84,801.96		
1.2.4.1	m3 VC	32.20	54,824.52	1,765,349.54	1	10,964.48	353,056.26	13,157.80	78,947.00			2,542,093.40		
1.2.4.2	m3 Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23	1	7,404.51	165,120.57	8,885.20	53,311.00			1,188,835.30		
1.2.4.3	m3 Dalle Pleine	43.47	36,628.43	1,592,237.85	1	7,325.57	318,442.53	8,790.80	52,745.00			2,292,825.15		
1.2.4.4	m3 Escalier 1	2.06	28,491.93	58,693.38	1	5,698.07	11,738.02	6,838.00	41,028.00			84,517.68		
1.2.5.1	m3 VC	32.20	54,824.52	1,765,349.54	1	10,964.48	353,056.26	13,157.80	78,947.00			2,542,093.40		
1.2.5.2	m3 Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23	1	7,404.51	165,120.57	8,885.20	53,311.00			1,188,835.30		
1.2.5.3	m3 Dalle Pleine	43.47	47,998.20	2,086,481.75	1	9,599.80	417,303.31	11,519.60	69,118.00			3,004,559.46		
1.2.5.4	m3 Escalier 1	2.06	29,284.20	60,325.45	1	5,856.80	12,065.01	7,028.20	42,169.00			86,868.14		
1.2.6.1	m3 VC	27.32	61,497.07	1,680,099.95	1	12,298.93	336,006.77	14,759.20	88,555.00			2,419,322.60		
1.2.6.2	m3 Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23	1	7,404.51	165,120.57	8,885.20	53,311.00			1,188,835.30		
1.2.6.3	m3 Dalle Pleine	43.47	47,998.20	2,086,481.75	1	9,599.80	417,303.31	11,519.60	69,118.00			3,004,559.46		
1.2.6.4	m3 Escalier 1	2.06	28,587.30	58,889.84	1	5,717.70	11,778.46	6,861.00	41,166.00			84,801.96		
1.2.7.1	m3 VC	27.32	61,273.49	1,673,991.75	1	12,254.51	334,793.21	14,705.60	88,234.00			2,410,552.88		
1.2.7.2	m3 Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23	1	7,404.51	165,120.57	8,885.20	53,311.00			1,188,835.30		
1.2.7.3	m3 Dalle Pleine	43.47	47,998.20	2,086,481.75	1	9,599.80	417,303.31	11,519.60	69,118.00			3,004,559.46		
1.2.7.4	m3 Escalier 1	2.06	28,796.48	59,320.75	1	5,759.52	11,864.61	6,911.20	41,467.00			85,422.02		
1.2.8.1	m3 VC	27.32	61,273.49	1,673,991.75	1	12,254.51	334,793.21	14,705.60	88,234.00			2,410,552.88		
1.2.8.2	m3 Poutres	22.30	29,038.22	647,552.31	1	5,807.78	129,513.49	6,969.20	41,815.00			932,474.50		
1.2.8.3	m3 Dalle Pleine	43.47	47,998.20	2,086,481.75	1	9,599.80	417,303.31	11,519.60	69,118.00			3,004,559.46		
1.2.8.4	m3 Escalier 1	2.06	28,537.30	58,786.84	1	5,707.70	11,757.86	6,849.00	41,094.00			84,653.64		
1.2.9.1	m3 VC	27.32	61,497.07	1,680,099.95	1	12,298.93	336,006.77	14,759.20	88,555.00			2,419,322.60		
1.2.9.2	m3 Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23	1	7,404.51	165,120.57	8,885.20	53,311.00			1,188,835.30		
1.2.9.3	m3 Dalle Pleine	43.47	47,998.20	2,086,481.75	1	9,599.80	417,303.31	11,519.60	69,118.00			3,004,559.46		
1.2.9.4	m3 Escalier 1	2.06	19,567.37	40,308.78	1	3,913.63	8,062.08	4,696.20	28,177.00			58,044.62		
1.2.10.1	m3 VC	27.32	61,497.07	1,680,099.95	1	12,298.93	336,006.77	14,759.20	88,555.00			2,419,322.60		
1.2.10.2	m3 Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23	1	7,404.51	165,120.57	8,885.20	53,311.00			1,188,835.30		
1.2.10.3	m3 Dalle Pleine	43.47	47,588.20	2,068,659.05	1	9,517.80	413,738.77	11,421.20	68,527.00			2,978,868.69		
1.2.10.4	m3 Escalier 1	2.06	28,537.30	58,786.84	1	5,707.70	11,757.86	6,849.00	41,094.00			84,653.64		
1.2.11.1	m3 VC	27.32	61,497.07	1,680,099.95	1	12,298.93	336,006.77	14,759.20	88,555.00			2,419,322.60		
1.2.11.2	m3 Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23	1	7,404.51	165,120.57	8,885.20	53,311.00			1,188,835.30		
1.2.11.3	m3 Dalle Pleine	43.47	47,998.20	2,086,481.75	1	9,599.80	417,303.31	11,519.60	69,118.00			3,004,559.46		
1.2.11.4	m3 Escalier 1	2.06	19,567.37	40,308.78	1	3,913.63	8,062.08	4,696.20	28,177.00			58,044.62		
1.2.12.1	m3 VC	27.32	61,497.07	1,680,099.95	1	12,298.93	336,006.77	14,759.20	88,555.00			2,419,322.60		
1.2.12.2	m3 Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23	1	7,404.51	165,120.57	8,885.20	53,311.00			1,188,835.30		
1.2.12.3	m3 Dalle Pleine	43.47	47,588.20	2,068,659.05	1	9,517.80	413,738.77	11,421.20	68,527.00			2,978,868.69		
1.2.12.4	m3 Escalier 1	2.06	28,587.30	58,889.84	1	5,717.70	11,778.46	6,861.00	41,166.00			84,801.96		
1.2.13.1	m3 VC	27.32	61,497.07	1,680,099.95	1	12,298.93	336,006.77	14,759.20	88,555.00			2,419,322.60		
1.2.13.2	m3 Poutres	22.30	37,021.49	825,579.23	1	7,404.51	165,120.57	8,885.20	53,311.00			1,188,835.30		
1.2.13.3	m3 Dalle Pleine	39.88	47,578.99	1,897,450.12	1	9,516.01	379,498.48	11,419.00	68,514.00			2,732,338.32		
1.2.13.4	m3 acrotère	8.07	27,628.04	222,958.28	1	5,525.96	44,594.50	6,630.80	39,785.00			321,064.95		
T	TOTAL			76,614,997.61		15,322,888.30			110,325,435.89					
			MONTANT TVA:				91,937,885.91	19%	20,961,832.82					
			MONTANT TTC:					Res. =	18,387,549.98			131,287,268.71		

PROJET R+12	74 days	Mon 5/20/24	Tue 8/27/24
Infra-structure	11 days	Mon 5/20/24	Fri 5/31/24
Terrassements	2 days	Mon 5/20/24	Tue 5/21/24
Fondations	4 days	Wed 5/22/24	Sun 5/26/24
Sous sol	5 days	Mon 5/27/24	Fri 5/31/24
Verticaux SS	2 days	Mon 5/27/24	Tue 5/28/24
Plancher haut SS	3 days	Wed 5/29/24	Fri 5/31/24
Escalier SS	2 days	Wed 5/29/24	Thu 5/30/24
Superstructure	63 days	Mon 6/3/24	Tue 8/27/24
RDC	5 days	Mon 6/3/24	Fri 6/7/24
Verticaux RDC	2 days	Mon 6/3/24	Tue 6/4/24
Plancher haut RDC	3 days	Wed 6/5/24	Fri 6/7/24
Escalier RDC	2 days	Wed 6/5/24	Thu 6/6/24
R+1	5 days	Mon 6/10/24	Fri 6/14/24
Verticaux	2 days	Mon 6/10/24	Tue 6/11/24
Plancher haut	3 days	Wed 6/12/24	Fri 6/14/24
Escalier	2 days	Wed 6/12/24	Thu 6/13/24
R+2	5 days	Sat 6/15/24	Thu 6/20/24
Verticaux	2 days	Sat 6/15/24	Mon 6/17/24
Plancher haut	3 days	Tue 6/18/24	Thu 6/20/24
Escalier	2 days	Tue 6/18/24	Wed 6/19/24
R+3	5 days	Fri 6/21/24	Thu 6/27/24
Verticaux	2 days	Fri 6/21/24	Mon 6/24/24
Plancher haut	3 days	Tue 6/25/24	Thu 6/27/24
Escalier	2 days	Tue 6/25/24	Wed 6/26/24
R+4	5 days	Fri 6/28/24	Thu 7/4/24
Verticaux	2 days	Fri 6/28/24	Mon 7/1/24
Plancher haut	3 days	Tue 7/2/24	Thu 7/4/24
Escalier	2 days	Tue 7/2/24	Wed 7/3/24
R+5	5 days	Fri 7/5/24	Thu 7/11/24
Verticaux	2 days	Fri 7/5/24	Mon 7/8/24
Plancher haut	3 days	Tue 7/9/24	Thu 7/11/24
Escalier	2 days	Tue 7/9/24	Wed 7/10/24
R+6	5 days	Fri 7/12/24	Thu 7/18/24
Verticaux	2 days	Fri 7/12/24	Mon 7/15/24
Plancher haut	3 days	Tue 7/16/24	Thu 7/18/24
Escalier	2 days	Tue 7/16/24	Wed 7/17/24
R+7	5 days	Fri 7/19/24	Thu 7/25/24
Verticaux	2 days	Fri 7/19/24	Mon 7/22/24
Plancher haut	3 days	Tue 7/23/24	Thu 7/25/24
Escalier	2 days	Tue 7/23/24	Wed 7/24/24
R+8	3 days	Fri 7/26/24	Tue 7/30/24
Verticaux	2 days	Fri 7/26/24	Mon 7/29/24
Plancher haut	3 days	Fri 7/26/24	Tue 7/30/24
Escalier	2 days	Fri 7/26/24	Mon 7/29/24
R+9	5 days	Wed 7/31/24	Tue 8/6/24
Verticaux	2 days	Wed 7/31/24	Thu 8/1/24
Plancher haut	3 days	Fri 8/2/24	Tue 8/6/24
Escalier	2 days	Fri 8/2/24	Mon 8/5/24
R+10	5 days	Wed 8/7/24	Tue 8/13/24
Verticaux	2 days	Wed 8/7/24	Thu 8/8/24
Plancher haut	3 days	Fri 8/9/24	Tue 8/13/24
Escalier	2 days	Fri 8/9/24	Mon 8/12/24
R+11	5 days	Wed 8/14/24	Tue 8/20/24
Verticaux	2 days	Wed 8/14/24	Thu 8/15/24
Plancher haut	3 days	Fri 8/16/24	Tue 8/20/24
Escalier	2 days	Fri 8/16/24	Mon 8/19/24
R+12	5 days	Wed 8/21/24	Tue 8/27/24
Verticaux	2 days	Wed 8/21/24	Thu 8/22/24
Plancher haut	3 days	Fri 8/23/24	Tue 8/27/24
Escalier	2 days	Fri 8/23/24	Mon 8/26/24

