



Faculty of Sciences and Technology

كلية العلوم والتكنولوجيا

Civil Engineering Department

قسم الهندسة المدنية

N° d'ordre : M2... /GC/2024

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Option : Structure

Thème

Etude technique et technico-commerciale d'un bâtiment en
"RDC+16étages +2sous –sols et un étage mezzanine "avec un système de
contreventement "Murs porteurs"

Présenté par

MORTET SAMRA

MORTET ILHAM

Soutenu le 24/06/2024 devant le jury composé de :

Président : SADKI NIZAR

Université de Mostaganem

Encadrant : BAHAR SADEK

Université de Mostaganem

Examinateur : MERAD BOUDIA SOFIANE

Université de Mostaganem

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

*Toute notre parfait gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a
Donné la force, le courage, la patience et la volonté pour élaborer ce travail.*

*Nous tenons à remercier et exprimer notre profonde gratitude à notre encadrant
Dr. SADEK BAHAR, pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces
orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

*Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, **Dr. SADKI
NIZAR** et **Dr. MERAD BOUDIA SOFIANE** pour l'honneur qu'ils nous ont
accordés en acceptant d'évaluer notre travail.*

*Nous remercie aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil
qui ont contribué à notre formation en génie civil.*

*Enfin, pour n'oublier personne, Nous profitons de l'occasion afin de remercier
tous ceux qui ont collaboré de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

DEDICACE

Un jour j'ai dit

« Ilham, dessine tes rêves et fais-en une réalité vivante ». Et oui après des années de sacrifice et de travail je suis devant elle, c'est pour cela ce travail, est pour moi le plus cher par ce que c'est le fruit de ses dernières. Par conséquent je dédie ce modeste travail aux personnes qui me sont chères

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur. A la plus belle créature que Dieu a créée sur terre. A cette source de tendresse, de patience et de générosité. A ma mère que j'adore. A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que dieu te garde pour moi. A mon père.

A mes petits anges, mes sœurs : Nour el imen, Nour el houda.

A mon frère et mon soutien : Sofian.

A toute la famille TOUATI et MORTET.

A mes amis intimes spécialement : Hafsa, cherifa.

Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études.

Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Un grand merci spécialement la personne avec qui j'ai décidé de mener cette expérience à toi Samra merci d'être là, grâce à notre amitié et notre complicité on a réussi ce travail à deux.

ILHAM

DEDICACE

«و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب»

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination. Les cinq ans d'études m'ont permis de bien comprendre la signification de cette phrase toute simple. Ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défis et sans soulever de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail.

Je dédie ce modeste travail particulièrement à ma très chère mère à qui je dois tout, qu'a toujours été un exemple pour moi d'honnêteté, de respect, qui a bataillée pour réaliser ses rêves .Je tiens à honorer la FEMME qu'elle est.

A cet homme précieux qui tout au long de ma vie a été un modèle et qui a contribué à ma réussite «Mon cher père»

A mon soutien dans la vie «Mes chers frères» et ma douce « Ma chère sœur»

A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté l'aide et le soutien nécessaire durant ces années d'études. Merci à vous tous

SAMRA

RESUME

Ce projet présente une étude technique d'une tour en béton armé, à usage multiple (parking, local technique, habitation) constitué d'un 2 sous-sol et d'un Rez-de-chaussée plus (16) étages, implanté à la wilaya d'ORAN. Cette région est classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003. La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement : MURS PORTEURS.

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au Règlement Algérien en vigueur (RPA version 2003) et le document technique CBA93. Cette étude technique regroupe plusieurs chapitres :

Présentation du projet,

Le pré-dimensionnement et la descente des charges.

Etude des éléments secondaires.

Etude dynamique.

Etude des éléments structuraux.

Etude de l'infrastructure.

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 PROJECT2016 et CYPE2017.

Mots clés : Bâtiment, Béton armée, RPA99V2003.

ABSTRACT

This Project presents a technical study of a Reinforced concrete Tower, for multiple use (parking, technical room, dwelling) composed of the ground floor+16stages with 2basements +1mezzanine floor.The structure is located in Oran. This region is classified as a medium seismicity zone (zone IIa) According to the Algerian seismic regulation RPA99 version 2003. The structurées resistance to horizontal and vertical loads is ensured by a bracing system: load-bearing sails.

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian seismic Regulation (RPA version 2003) and the technical document CBA93. This technical study includes several chapters

Presentation of the project.

Pre-dimensioning and lowering of loads.

Study of secondary elements.

Dynamic study.

Study of structural elements.

Study of infrastructure.

The technical-commercial study closes the work, detailing measurements, execution schedule and then the price study. It was carried out using MS PROJECT2016 and CYPE2017 software.

Keywords: Building, Reinforced concrete, RPA99V2003.

المخلص

يقدم هذا المشروع دراسة فنية مفصلة لإنجاز بناية سكنية متعددة الاستعمالات (سكني، تجاري، موقف سيارات)، وتتألف من قبويين + طابق ارضي + 16 طابقا بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل لإصدار 2003 باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة.

مقاومة الهيكل للحمولات الأفقية و العمودية مضمونة من خلال نظام حماية: جدران خرساني مسلح.

تتكون هذه الدراسة من خمسة اجزاء أساسية:

الجزء الأول: تقديم المشروع.

الجزء الثاني : التحجيم المسبق للعناصر و خفض الأحمال.

الجزء الثالث: دراسة العناصر غير الهيكلية وحساب تسليح كل منها.

الجزء الرابع: تصميم الهيكل والتحقق من المعايير الزلزالية الجزائرية.

الجزء الخامس: دراسة العناصر الهيكلية للمنشأ(الروافد، الأرضيات، الجدران الخرسانية).

الجزء السادس: دراسة الأساسات(تحديد نوعها ثم تسليحها).

الجزء الأخير: دراسة الكلفة العامة للمشروع.

الكلمات المفتاحية : المنشأ،،خرسانة مسلحة، المعايير الزلزالية الجزائرية.

Table des matières

REMERCIEMENTS	III
DEDICACE.....	IV
DEDICACE.....	V
RESUME.....	VI
ABSTRACT	VII
الملخص	VIII
La LISTE DES FIGURES.....	XIV
La LISTE DES TABLEAUX	XVII
LISTE DES NOTATIONS	XIX
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET.....	2
1 Introduction	2
1.1 Description de l'ouvrage	2
1.2 Nature de l'ouvrage	2
1.3 Caractéristiques géométriques	2
1.4 Les éléments de l'ouvrage	3
1.4.1 Les planchers.....	3
1.4.2 Les ossatures	4
1.4.3 Les voiles.....	4
1.4.4 Les poutres noyées	4
1.4.5 La poutre d'extrémité	4
1.4.6 Les escaliers	4
1.4.7 L'acrotère.....	4
1.4.8 La maçonnerie	4
1.4.9 Le revêtement	4
1.4.10 L'infrastructure	5
1.4.11 La cage d'ascenseur	5
1.5 Caractéristiques des matériaux	5
1.5.1 Béton	5
1.5.2 Acier	8
1.6 Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions	10
1.7 Règlement et normes utilisés	11
1.8 Logiciels utilisés	11
1.9 Les plans	12
CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	15

2	Introduction	15
2.1	Plancher	15
2.2	Les voiles	16
2.3	Poutre noyées.....	18
2.4	Poutre.....	18
2.5	Voiles périphériques.....	19
2.6	Descente de charge	19
2.6.1	Murs extérieurs.....	19
2.6.2	Murs intérieurs	20
2.6.3	Plancher terrasse.....	20
2.6.4	Plancher étage courant	21
2.6.5	Plancher RDC.....	21
2.6.6	Plancher sous-sol.....	21
	CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	23
3	Introduction	23
3.1	Etude de l'acrotère.....	23
3.1.1	Détermination des sollicitations	24
3.1.2	Effort normal et moment fléchissant	25
3.1.3	Calcul du ferrailage	25
3.1.4	Dessin de ferrailage.....	28
3.2	Le balcon	28
3.2.1	Calcul des sollicitations.....	29
3.2.2	Calcul de ferrailage	30
	Vérification de l'effort tranchant.....	32
3.2.3	Vérification de la flèche	33
3.2.4	Dessin de ferrailage.....	33
3.3	Les escaliers.....	33
3.3.1	Différents éléments de l'escalier	33
3.3.2	Dimensionnement.....	34
3.3.3	Vérification de loi de BLONDEL	34
3.3.4	Descente des charges.....	35
3.3.5	Sollicitation de calcul	36
3.3.6	Calcul de ferrailage	38
3.3.7	Vérification au cisaillement	41
3.3.8	Dessin de ferrailage.....	41

CHAPITRE4 : MODELISATION ET VERIFICATION RPA.....	42
4 Introduction	42
4.1 Objectif de l'étude dynamique	42
4.2 Choix de la méthode de calcul.....	42
4.2.1 Méthode statique équivalente.....	43
4.2.2 Méthode dynamique modale spectrale.....	43
4.2.3 Méthode dynamique par accélérogramme	43
4.3 Méthode d'analyse modale spectrale.....	44
4.3.1 Principe.....	44
4.3.2 Domaine d'application	44
4.3.3 Détermination des paramètres du spectre de réponse	44
4.4 Modélisation de la structure	49
4.5 Structure modélisée	49
4.6 Position des voiles	50
4.7 Poids total de la structure.....	50
4.8 Calcul de la force sismique totale.....	51
4.9 Résultats de calcul	51
4.9.1 Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003.....	52
4.10 Résultante des forces sismiques de calcul.....	54
4.11 Evaluation des excentricités	55
4.12 Vérification des déplacements inter étage	56
4.13 Vérification effet P-delta.....	57
4.13.1 Direction xx.....	58
4.13.2 Direction yy.....	59
4.14 Calcul de la force sismique selon la hauteur.....	60
CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.	63
5 Introduction	63
5.1 Etude des plancher.....	63
5.1.1 Méthode de calcul	63
5.1.2 Calcul du ferrailage	64
5.1.3 Sens xx	64
5.1.4 En appuis	66
5.1.5 Sens yy	67
5.2 Etude des voiles	73
5.2.1 Voile de contreventement	74

5.2.2	Exemple de calcul	75
5.2.3	Calcul des armatures en flexion simple.....	77
5.2.4	Calcul des armatures en flexion simple.....	78
5.2.5	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	79
5.2.6	Résumé du calcul de ferrailage des voiles	80
5.2.7	Dessin de ferrailage	81
5.3	Poutre d'extrémité	81
5.3.1	Calcul du ferrailage	81
5.3.2	Vérification de l'effort tranchant.....	85
5.3.3	Dessin de ferrailage	85
CHAPITRE 6 : INFRASTRUCTURE.....		87
6	Introduction	87
6.1	Facteurs de choix du type de fondation	87
6.2	Choix du type de fondation	87
6.3	Etude du radier.....	88
6.4	Pré dimensionnement	89
6.4.1	Condition de rigidité.....	89
6.4.2	Condition forfaitaire	90
6.4.3	Condition de non cisaillement.....	90
6.4.4	Condition de non poinçonnement	90
6.5	Caractéristiques du radier	91
6.6	Vérification des contraintes	91
6.6.1	ELU	91
6.6.2	ELS.....	92
6.7	Vérification de l'effet sous pression	92
6.8	Calcul du ferrailage du radier	93
6.9	Vérification à l'ELU	94
6.10	Vérification à l'ELS	94
6.11	Dessin de ferrailage	98
6.12	Voile périphérique	99
6.12.1	Le pré-dimensionnement.....	100
6.12.2	Combinaisons fondamentales.....	100
6.12.3	Calcul des sollicitations.....	100
6.12.4	Calcul des ferrailages	101
6.12.5	Vérification d'effort tranchant (l'article A.5.2.2 du CBA93)	104

6.13	Dessin de ferrailage.....	106
CHAPITRE 7 : ETUDE TECHNICO-COMMERCIALE.....		107
7	Introduction.....	107
7.1	Métre.....	107
7.1.1	Définition de l'avant métre.....	107
7.1.2	Feuille de métre.....	108
7.1.3	Exemple de calcul.....	108
7.2	Planning de délit d'exécution.....	114
7.3	Devis.....	116
7.3.1	Le devis descriptif.....	116
7.3.2	Le devis estimatif.....	116
7.4	Etude de prix.....	116
7.4.1	Prix unitaire.....	117
7.5	Etapas à suivre.....	117
7.5.1	Première base de données.....	117
7.5.2	Deuxième base de données.....	123
7.6	Etude de cout direct.....	138
7.7	Etude de cout direct, indirect avec la marge bénéficiaire.....	143
CONCLUSION GENERALE.....		150
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		151
ANNEXES.....		152

La LISTE DES FIGURES

Figure1-1 : Implantation du projet.	2
Figure2-1 : Illustration dalle pleine.	15
Figure 2-2 : Disposition du panneau le plus défavorable.	16
Figure 2-3 : Les conditions de pré dimensionnement du voile.	17
Figure 2-4 : Dimensions de poutre.	19
Figure 3-1 : les dimensions d'acrotère.	24
Figure 3-2 : section de calcul.	25
Figure 3-3 : Dessin de ferrailage de l'acrotère.	28
Figure 3-4 : Diagramme moment état limite ultime.	30
Figure 3-5 : Diagramme moment état limite service.	30
Figure 3-6 : Section de calcul.	31
Figure 3-7 : Diagramme de la flèche.	33
Figure 3-8 : Ferrailage du balcon.	33
Figure 3-9 : Différents éléments des escaliers.	34
Figure 3-10 : Schéma statique des escaliers.	35
Figure 3-11 : Diagramme moment à ELU.	37
Figure 3-12 : Diagramme effort tranchant à ELU.	37
Figure 3-13 : Diagramme moment à ELS.	38
Figure 3-14 : Diagramme effort tranchant à ELS.	38
Figure 3-15 : Ferrailage de l'escalier.	41
Figure 4-1 : Vue de la structure modélisée.	49
Figure 4-2 : Disposition finale des voiles.	50
Figure 4-3 : Une torsion.	54
Figure 5-1 : Zone de renfort au niveau du sous-sol.	72
Figure 5-2 : Ferrailage nappe supérieur et inférieur.	73
Figure 5-3 : Coupes transversales de ferrailage de la dalle de Sous-Sol.	73
Figure5-4 : Sollicitations de calcul d'un voile.	74
Figure 5-5 : Section de calcul.	76
Figure 5-6 : Dessin de ferrailage de voile40.	81
Figure 5-7 : Coupe longitudinale de Ferrailage.	85
Figure 5-8 : Coupe transversale de ferrailage.	86
Figure 6-1 : Contrainte à l'ELU.	91
Figure 6-2 : Contraintes à l'ELS.	92

Figure6-3 : Ferrailage de radier.....	98
Figure 6-4 : Coupe transversale du ferrailage du radier.....	99
Figure6-5 : Schéma statique du voile périphérique.....	100
Figure 6-6 : Dessin de ferrailage de voile périphérique.....	106
Figure 7-1 : Exemple de métré poutre et poteaux.....	108
Figure 7-2 : Planning.....	115
Figure 7-3 : Accueil du logiciel CYPE.....	118
Figure 7-4 : Base de données.....	118
Figure 7-5 : Générateurs de prix.....	119
Figure 7-6 : Type de projet.....	119
Figure 7-7 : Décimales.....	120
Figure 7-8 : Pourcentage.....	120
Figure 7-9 : Emplacement du projet.....	121
Figure 7-10 : Information supplémentaires.....	122
Figure 7-11 : Données supplémentaires.....	123
Figure 7-12 : Base de données.....	123
Figure 7-13 : Données nouveau budget.....	124
Figure 7-14 : Base de données du projet.....	124
Figure 7-15 : Les éléments structuraux et non structuraux de l'infrastructure.....	125
Figure 7-16 : Caractéristique du béton de propreté.....	125
Figure 7-17 : Radier.....	126
Figure 7-18 : Béton de radier.....	126
Figure 7-19 : Acier.....	127
Figure 7-20 : Séparateurs.....	127
Figure 7-21 : Compléments.....	128
Figure 7-22 : Finition.....	128
Figure 7-23 : Dalle.....	129
Figure 7-24 : Béton de la dalle.....	129
Figure 7-25 : Acier de la dalle.....	130
Figure 7-26 : Coffrage de la dalle.....	130
Figure 7-27 : Séchage.....	131
Figure 7-28 : Béton de voile.....	132
Figure 7-29 : Acier de voile.....	132
Figure 7-30 : Séparateurs.....	133

Figure 7-31 : Coffrage.....	133
Figure 7-32 : Résolution des trous de banche.	134
Figure 7-33 : Escaliers.....	134
Figure 7-34 : Acier des escaliers.	135
Figure 7-35 : Poutre.....	135
Figure 7-36 : Béton de poutre.....	136
Figure 7-37 : Acier de poutre.	137
Figure 7-38 : Séparateurs.	137
Figure 7-39 : Coffrage.....	138
Figure 7-40 : Les différentes taches du projet.....	138

La LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 : Dimension en élévation.....	3
Tableau 1-2 : Dimension en plan.....	3
Tableau 1-3 : Les caractéristiques géotechnique du sol.	3
Tableau 1-4 : Limite d'élasticité garantie de l'acier.	8
Tableau 2-1 : Pré dimensionnement des voiles.	18
Tableau 2-2 : Les épaisseurs des voiles.....	18
Tableau 2-3 : Descend de charge murs extérieur.....	19
Tableau 2-4 : Descend de charge murs intérieur.	20
Tableau 2-5 : Descend de charge Plancher terrasse.....	20
Tableau 2-6 : Descend de charge Plancher étage courant.	21
Tableau 2-7 : Descend de charge Plancher RDC.....	21
Tableau 2-8 : Descend de charge Plancher sous- sol.....	21
Tableau 3-1 : Descend de charge balcon.	29
Tableau 3-2 : Les sollicitations.....	30
Tableau 3-3 : pré - dimensionnement des escaliers.....	35
Tableau 3-4 : Descend de charge paillasse.	35
Tableau 3-5 : Descend de charge palier.	36
Tableau 3-6 : Les charges.	36
Tableau 3-7 : Les moments et efforts tranchant.	37
Tableau 4-1 : Pénalités du facteur de qualité.....	46
Tableau 4-2 : Les données de calcul.....	48
Tableau 4-3 : Résultats dynamiques.	51
Tableau 4-4 : Période empiriques et dynamiques.....	52
Tableau 4-5 : Résultats des forces sismiques.	54
Tableau 4-6 : Valeurs excentricité théorique et accidentelle.	55
Tableau 4-7 : Vérification déplacement inter-étages.....	57
Tableau 4-8 : Vérification effets du second ordre sens x-x.	58
Tableau 4-9 : Vérification effets du second ordre sens y-y.	59
Tableau 4-10 : Répartition de la force sismique selon la hauteur.....	60
Tableau 5-1 : Le ferrailage de la dalle.	71
Tableau 5-2 : Les sollicitations de calcul yy.....	75
Tableau 5-3 : Les sollicitations de calcul xx.	75

Tableau 5-4 : Ferrailage de voile 40.....	80
Tableau 5-5 : Ferrailage des voiles.....	80
Tableau 5-6 : Les sollicitations.....	81
Tableau 6-1 : Récapitulatif moments M_{xx}	93
Tableau 6-2 : Récapitulatif moments M_{yy}	93
Tableau 6-3 : Calcul des armatures à l'ELU.....	97
Tableau 6-4 : Vérification à l'ELS.....	98
Tableau 6-5 : Récapitulatif d'abaque ELU et ELS.....	101
Tableau 6-6 : Les sollicitations.....	101
Tableau 6-7 : Le choix de ferrailage.....	105
Tableau 7-1 : Métré béton.....	109
Tableau 7-2 : Métré coffrage.....	109
Tableau 7-3 : Métré ratio de ferrailage et coffrage.....	110
Tableau 7-4 : Devis estimatif du projet.....	138
Tableau 7-5 : Devis.....	144

LISTE DES NOTATIONS

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

f_{cj} : Résistance du béton à la compression à j jours ($j < 28$).

$\gamma_{\text{béton}}$: 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_c : Coefficient de sécurité de l'acier.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée.

E_v : Module de déformation longitudinale différée.

G : Module de déformation transversale.

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_p : Épaisseur dalle.

L : Longueur du voile.

a : Epaisseur 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 : Etat limite ultime.
ELS : Etat 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.
T₁, T₂ : 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_n : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

N_h : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

d : 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.

E : Epaisseur du voile.

S_s : Surface des semelles.

S_B : Surface du bâtiment.

L_e : Longueur élastique du radier.

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

Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à des grandes activités et risque sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol. Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques esthétiques et la fiabilité de l'ouvrage.

Le comportement et la résistance d'une structure sont conditionnés non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée, pour cela l'ingénieur est face à une impérieuse nécessité d'étudier les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique. C'est pour cela le respect des règles parasismique est un impératif lors de la conception.

Le but assigné à notre projet de fin d'étude est de mettre en application les Connaissances acquises durant les cinq années de formation en génie civil à travers « Etude technico-commerciale d'un bâtiment R+16 avec 2 sous-sols et un étage mezzanine ».

Notre travail se présentera les parties suivante

- Le premier chapitre présentera notre ouvrage et ces caractéristiques.
- Le deuxième c'est le pré dimensionnement des différents éléments de la structure et la descente des charges.
- Le troisième pour l'étude des éléments secondaires (acrotère, balcon, escalier).
- Le quatrième est consacré à la modélisation de la structure et vérifier sa résistance.
- Le cinquième c'est l'étude des éléments structuraux et leur ferrailage.
- Le sixième portera sur l'étude de l'infrastructure.
- Le dernière a pour but de l'étude technico-commerciale du bâtiment.

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET.

1 Introduction

Ce premier chapitre a pour but la présentation globale de notre ouvrage avec ses caractéristiques et ses éléments constatifs, les caractéristiques mécaniques du sol, la zone d'implantation, ainsi que la réglementation utilisée.

1.1 Description de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un immeuble R+16 avec 2 sous-sols et un étage mezzanine. Ce bâtiment sera implanté à wilaya d'Oran, qui est classée comme une zone de moyenne sismicité IIa selon le RPA99 (version2003).



Figure1-1 : Implantation du projet.

1.2 Nature de l'ouvrage

La structure est constitué d'un

- 02 sous-sols qui serviront de parking.
- RDC et mezzanine à usage commerciale.
- 16 étages à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.

1.3 Caractéristiques géométriques

En élévation

Tableau 1-1 : Dimension en élévation.

Hauteur totale	63.92 m
Hauteur des étages courant	3.06m
Hauteur d'étage mezzanine	3.40 m
Hauteur du RDC	4.08m
Hauteur de sous-sol (1 et 2)	3.74 m

En plan

Tableau 1-2 : Dimension en plan.

Longueur totale du bâtiment	48.21m
Largeur totale du bâtiment	23.42m

Caractéristiques de site

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le (RPA 99 /version 2003) comme

Tableau 1-3 : Les caractéristiques géotechnique du sol.

Zone de sismicité	II a
Groupe d'usage	1B
Site	S1
La contrainte admissible du sol	3.5MPA

1.4 Les éléments de l'ouvrage

1.4.1 Les planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes dans leur plan d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Ils assurent deux fonctions essentielles

- Résistance mécanique : Supporter et transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Isolation : Assurer une isolation thermique et phonique entre les différents étages.

On divise les planchers en deux types

- Les plancher à cours creux.

Chapitre 01 Présentation du projet

- Les plancher à dalle pleine.

Pour notre projet, nous avons utilisé les planchers à dalle pleine.

1.4.2 Les ossatures

C'est une structure auto-stable réalisé en système des voiles porteurs pour assurer la stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticales et horizontales.

1.4.3 Les voiles

Ce sont des éléments verticaux de la forme des panneaux, 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 Les poutres noyées

Ce sont des poutres intégrée dans l'épaisseur de plancher pour un rôle de permet les charges de murs sur un plancher.

1.4.5 La poutre d'extrémité

C'est une poutre rectangulaire à un certain retombé ce trouve dans l'extrémité de la structure.

1.4.6 Les escaliers

Sont des constructions architecturales constituée d'une suite régulière de marches, ayant pour un rôle principale de permettre d'accéder d'un étage à un autre en montant. Il existe plusieurs types d'escalier en béton armé.

1.4.7 L'acrotère

Est une petite construction en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse qui joue un rôle de sécurité et garde-corps et pour protéger le gravier contre la poussée de vent.

1.4.8 La maçonnerie

- Murs extérieurs (remplissage) : ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15 cm et 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Murs intérieures (cloisons) : constituée d'une seule paroi en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

1.4.9 Le revêtement

Le revêtement de la structure consisté par

- Revêtement horizontale : Enduit en plâtre pour les plafonds et carrelage pour les plancher.

- Revêtement verticale : Enduit en ciment pour les murs extérieur et en plâtre pour les murs intérieur.

1.4.10 L'infrastructure

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propres et surcharge d'exploitation) de cet ouvrage sur le sol d'assise. Le choix dépend essentiellement de deux facteurs qui sont : la nature du sol et l'importation de l'ouvrage.

1.4.11 La cage d'ascenseur

La structure comporte une cage d'ascenseur réalisé en voile coulé sur place.

1.5 Caractéristiques des matériaux

1.5.1 Béton

a) Composition du béton

Le béton est un mélange de plusieurs composants : ciment, eau, granulats et le plus souvent adjuvants qui constituent un ensemble homogène. Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

b) Caractéristiques 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, dit valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} est choisie a 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 $f_{c28} = 30$ MPA (béton à usage courant). Pour un béton d'âge inférieur à 28 jours, la résistance à la compression peut être obtenue par formule suivante

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{28} \leq 40 \text{ MPA} \quad (\text{C.B.A 93, A2.1.1.1}).$$

Avec : $j \leq 28$ jours.

Poids volumique du béton : $\gamma_{\text{Béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$.

- **Coefficient de poisson**

Chapitre 01 Présentation du projet

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.

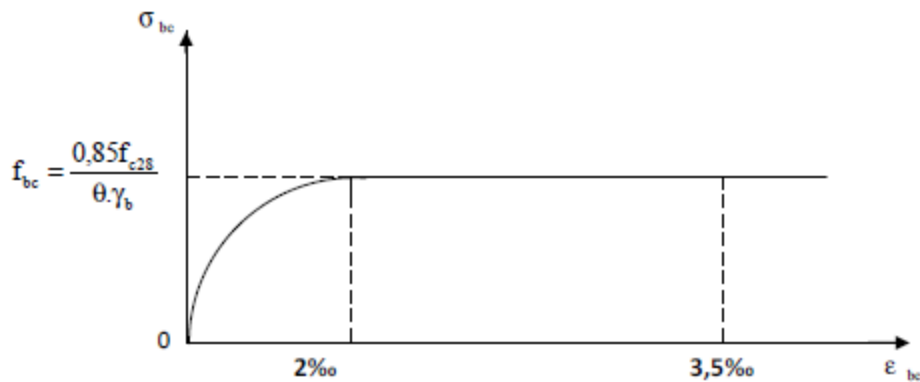


Figure1.2 : Diagramme parabolique rectangle du béton.

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times (30) \Rightarrow f_{t28} = 2,4 \text{ MPA.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.3.4.1.}) [2]$$

Avec

γ_b : Coefficient de sécurité.

Chapitre 01 Présentation du projet

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

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.

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 30}{1,5} = 17 \text{ MPA (situations durables et transitoires).}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 30}{1,15} = 22,17 \text{ MPA (situations accidentelles).}$$

La contrainte limite service du béton comprimé est donnée par

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.5.2})$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 30 \text{ MPA.}$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPA.}$$

• 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)

$$\bar{\tau}_U = \min \left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right) = 4 \text{ MPA.}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\bar{\tau}_U = \min \left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) = 3 \text{ MPA.}$$

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_i est donné par

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32179,56 \text{ MPA.}$$

- **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 finale du béton, utilise le module de déformation longitudinale différée E_{ij} qui est donné par la formule

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11496.76 \text{ MPA.}$$

- **Le module de déformation transversale**

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

E : Module de YOUNG.

ϑ : Coefficient de POISSON.

1.5.2 Acier

L'acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone, il est utilisé pour reprendre les efforts de tractions, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton seul, On distingue

Les aciers à haute adhérence (HA).

a) Le module d'élasticité longitudinale

D'après le « C.B.A93, A.2.2.1 »

$E_s=200000 \text{ MPA}$ → sa valeur constante quel que soit la nuance de l'acier.

b) Caractéristique de l'acier

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie F_e sont données par le tableau suivant

Tableau 1-4 : Limite d'élasticité garantie de l'acier.

Type	Désignation	Limite d'élasticité F_e (MPA)
Barre HA	FeE500	500

Chapitre 01 Présentation du projet

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance

FeE500 → (limite d'élasticité $f_e = 500\text{MPa}$).

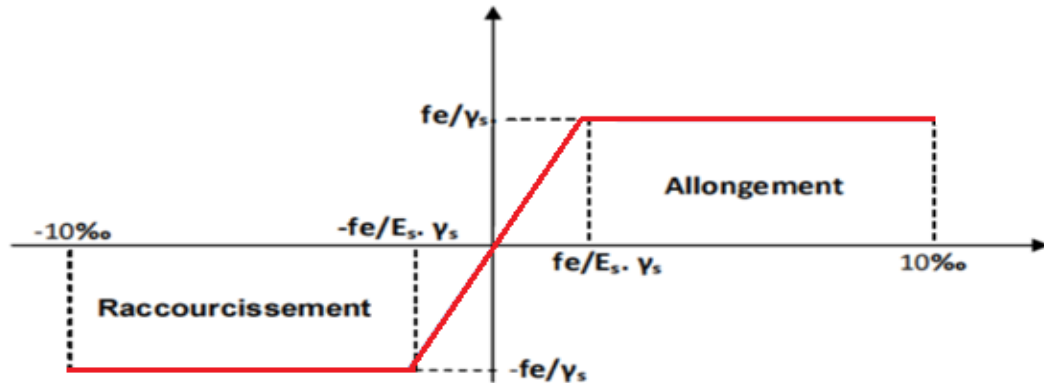


Figure1.3 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

Les contraintes limites

Etat limite ultime (E.L.U)

La contrainte admissible de l'acier est définie par

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

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \rightarrow \varepsilon_s < \varepsilon_l \text{ (C.B.A 93 A.2.2.2).}$$

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 $\frac{1}{\gamma_s}$.

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

Chapitre 01 Présentation du projet

Avec σ_s limite élastique de l'acier utilisé

D'où l'on aura $\begin{cases} \sigma_s = 435 \text{ MPA situation normale.} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPA situation accidentelle.} \end{cases}$

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.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

➤ Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s \leq \text{Min} \left((2/3) f_e ; 110\sqrt{\eta \times ftj} \right)$$

Donc : $\bar{\sigma}_s \leq 215.55 \text{ MPA (H.A)}$

➤ Fissuration très préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s \leq \text{Min} \left((1/2)f_e ; 90\sqrt{\eta \times ftj} \right)$$

Donc : $\bar{\sigma}_s \leq 176.36 \text{ MPA (H.A)}$

➤ Fissuration peu nuisible

Aucune vérification n'est requise pour les aciers.

1.6 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.

Etat limite ultime

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

$$1,35 G + 1,5 Q.$$

Etat limite de service

Combinaison d'action suivante

Chapitre 01 Présentation du projet

G + Q

S'il y a intervention des efforts horizontaux dû au séisme, les règles parasismiques algérienne ont prévu des combinaisons d'action suivante

- $G+Q\pm E$
- $0,8 G\pm E$
- $G+Q\pm 1.2E$

Avec

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : effort de séisme.

1.7 Règlement et normes utilisés

L'étude de notre ouvrage est élaborée suivant les règles de calcul et de conception seront conformes aux règlements en vigueur à savoir

- Le BAEL.91 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- Le RPA (Règles Parasismiques Algérienne modifiées 2003).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règle De Calculs Des Fondations Superficielles).
- Le CBA93 (Code De Béton Armé « règle de conception et de calcul des structures en béton).

1.8 Logiciels utilisés

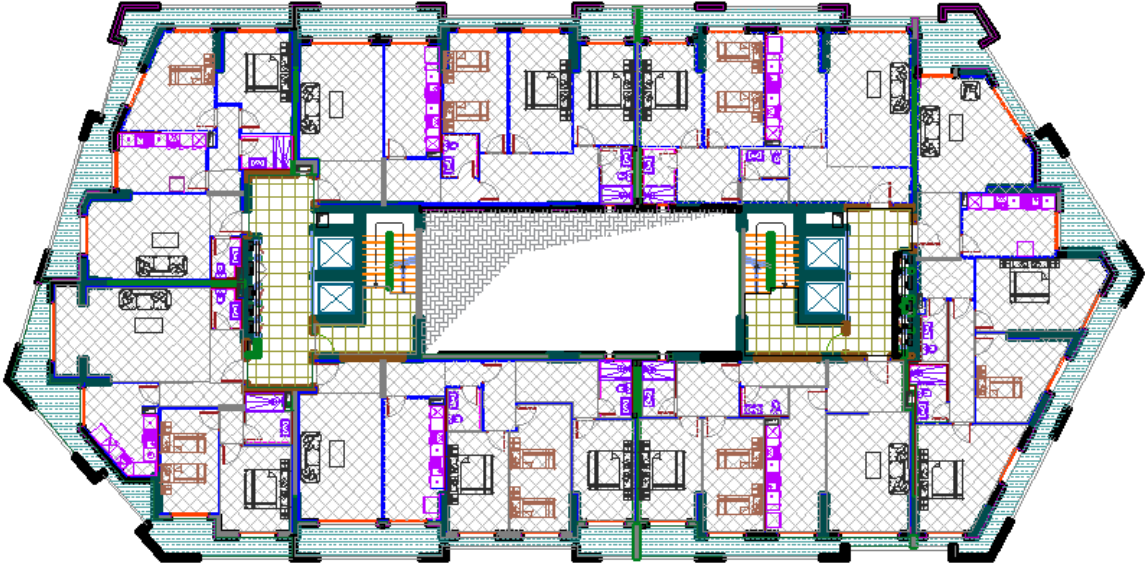
- AUTOCAD (version 2021) : Pour les dessins des plans.
- ROBOT (version 2023) : Pour la modélisation de la structure.
- MS Project (version 2016) : Pour le planning de délit d'exécution.
- CYPE PROJECT (version 2017) : Pour l'étude technico-commerciale.

1.9 Les plans



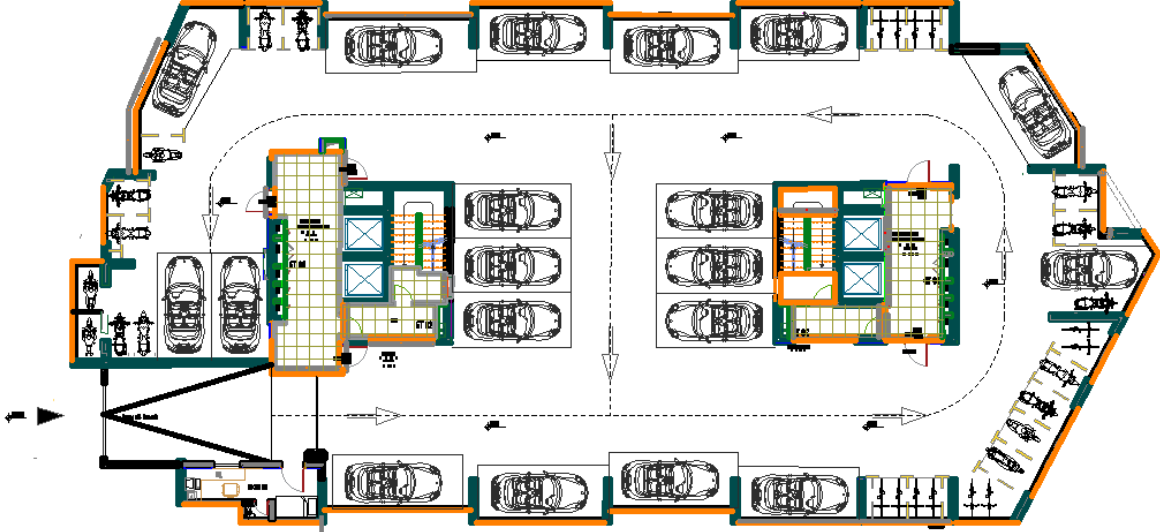
PLAN DE L'ETAGE RDC
Ech: 1/50

Figure1.4 : Plan du RDC.



PLAN 5ème ETAGE

Figure1.5 : Plan du 1 à 16 étage.



PLAN DE PARKING SOUS SOL
Sch: 1/50

Figure1.6 : Plan des sous-sols 1 et 2.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini tous les éléments constituant notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction en respectant les règles du « **BAEL/99** » et le règlement parasismique « **RPA99/2003** ».

CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

2 Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments permet d'avoir un pré avis sur les dimensions des éléments de la structure. C'est une étape importante qui doit être réalisée avec précision et en conformité avec les différents règlements utilisés en Algérie (**Règlement parasismique Algérien, Béton armé à lita limite, DTR, CBA**) afin d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

2.1 Plancher

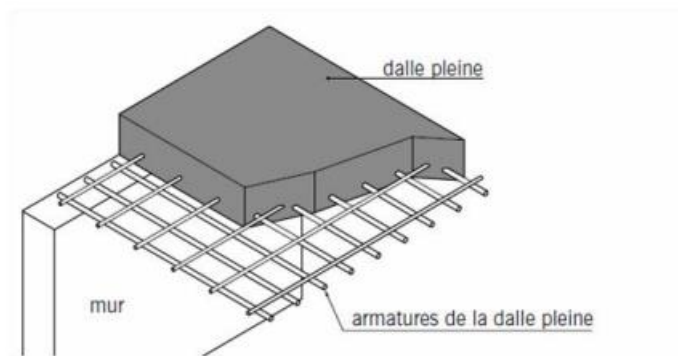


Figure2-1 : Illustration dalle pleine.

Le plancher peut être continue sur 2,3 voire 4 appuis constitués de poutre, poutrelle ou murs. L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions

- ✓ De résistance à la flexion

Pour une dalle continue sur 2 appuis $\rightarrow \frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

Pour une dalle continue sur 3 ou 4 appuis $\rightarrow \frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

- ✓ D'isolation acoustique $e \geq 16cm$
- ✓ De rigidité ou limitation $f \leq \frac{Lx}{500}$
- ✓ De sécurité vis-à-vis de l'incendie, on adopte une épaisseur

Pour 1h de coupe-feu $e = 7cm$.

Pour 2h de coupe-feu $e = 11cm$.

Notre panneau le plus défavorable aux dimensions suivant

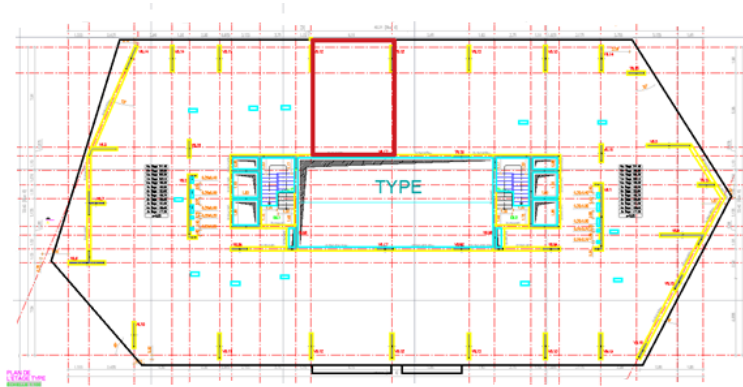


Figure 2-2 : Disposition du panneau choisi pour pré-dimensionnement de la dalle.

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{615}{828} = 0.74$$

$$0.4 < \rho = 0.74 < 1$$

La dalle est considérée comme une dalle porteuse dans les deux sens.

$$\frac{Lx}{50} \leq ep \leq \frac{Lx}{40} \quad \rightarrow \quad \frac{615}{50} \leq ep \leq \frac{615}{40}$$

$$12.3 \leq ep \leq 15.38$$

On prend $e_p = 20$ cm.

2.2 Les voiles

Le pré-dimensionnement des voiles est justifiée par l'article (7.7) du RPA version 2003. Servant d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux et d'autre part à reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent à la fondation.

- Les charges verticales appliquées aux voiles : Charges permanente et surcharges.
- Les charges horizontales appliquées aux voiles : Efforts de séisme et du vent.

Leur pré-dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1 RPA99 modifié 2003), Sont considérés comme voile les éléments satisfaisant la condition

$$L \geq 4a \quad \text{Et} \quad a > \frac{he}{20}$$

Avec

L : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile (minimum a=15cm).

h_e : Hauteur d'étage.

Deux types de voiles sont considérés à savoir

- Voile en forme U au niveau d'ascenseur selon le RPA exige que $a \geq \frac{h_e}{25}$.
- Voile linéaire selon le RPA exige que l'épaisseur $a \geq \frac{h_e}{20}$.

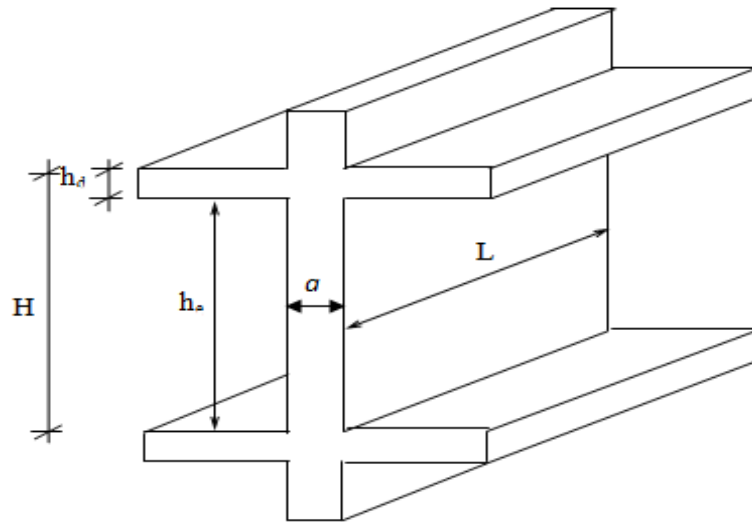


Figure 2-3 : Les conditions de pré dimensionnement du voile.

D'où

h_d = épaisseur de la dalle.

h_e = Hauteur libre d'étage.

a = Epaisseur du voile.

H= Hauteur d'étage.

L = Largeur du voile correspond à la portée minimale.

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

h_e (RDC)= 408-20=388cm.

Tableau 2-1 : Pré-dimensionnement des voiles.

Niveau	Hauteur d'étage	He(cm)	He/20(cm)	He/25(cm)
Etage courant	306	286	14.3	11.44
Mezzanine	340	320	16	12.8
RDC	408	388	19.4	15.52
Sous-sol	374	354	17.7	14.16

En nous appliquons la loi de digression, comme il est indiqué dans le tableau suivant

Tableau 2-2 : Les épaisseurs des voiles.

Les niveaux	L'épaisseur
2Sous-Sol, RDC, Mezzanine	40
1, 2, 3,4	35
5, 6, 7, 8	30
9, 10, 11, 12	25
13, 14, 15, 16	20

2.3 Poutre noyées

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

- Hauteur de la poutre sera la même que l'épaisseur du plancher.
- La largeur (largeur du voile) $b \geq a$.

On a: **P(40 × 20)cm².**

2.4 Poutre

- Condition selon le **RPA 99 VERSION 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right.$$

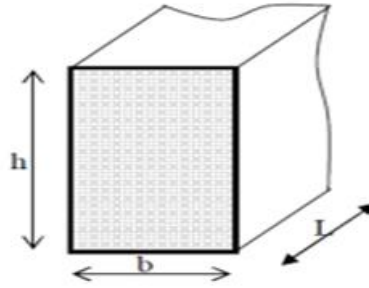


Figure 2-4 : Dimensions de poutre.

- Critères de flèche

$L = 828 \text{ cm}$.

Pour le choix de h $\frac{828}{15} \leq h \leq \frac{828}{10} \rightarrow 55.2 \leq h \leq 82.8 \xrightarrow{\text{prend}} h = 60 \text{ cm}$.

Pour le choix de b $0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 18 \leq b \leq 42 \xrightarrow{\text{prend}} b = 40 \text{ cm}$.

On prend : **P (40×60) cm²**.

2.5 Voiles périphériques

Selon le RPA 99, l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e . [Article 7.7.1].

$$a \geq \frac{h_e}{25} \quad \text{Et} \quad a \geq 15 \text{ cm}$$

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

$$\frac{h_e}{25} = \frac{354}{25} = 14,16 \text{ cm}$$

On prend : **a=20cm**

2.6 Descente de charge

2.6.1 Murs extérieurs

Tableau 2-3 : Descend de charge murs extérieur.

Désignation	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{KN/m}^2)$
Enduit ciment	18	0.02	0.36
Briques creuse	13	0.15	1.3
Lame d'Air	0	0.05	0

Brique creuses	9	0.10	0.9
Enduit ciment	18	0.02	0.36
ΣG			2.92

2.6.2 Murs intérieurs

Tableau 2-4 : Descend de charge murs intérieur.

Désignation	$\gamma(\text{KN}/\text{m}^3)$	e(m)	G (KN/m ²)
Enduit plâtre× 2	10	0.02	0.4
Enduit ciment× 2	18	0.02	0.72
Brique creuses	9	0.1	0.9
ΣG			2.02

2.6.3 Plancher terrasse

Tableau 2-5 : Descend de charge Plancher terrasse.

Désignation	$\gamma(\text{KN}/\text{m}^3)$	e(m)	G (KN/m ²)
Protection gravillon	18	0.05	0.9
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Dalle pleine	25	0.20	5
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
G			8.58
Q			1

2.6.4 Plancher étage courant

Tableau 2-6 : Descend de charge Plancher étage courant.

Désignation	γ (KN/m ³)	e(m)	G(KN/m ²)
Dalle de sol	20	0.01	0.2
Chappe de béton	20	0.02	0.4
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
Dalle pleine	25	0.20	5
G			5.8
Q			1.5

2.6.5 Plancher RDC

Tableau 2-7 : Descend de charge Plancher RDC.

Désignation	γ (KN/m ³)	e(m)	G(KN/m ²)
Dalle de sol	20	0.01	0.2
Chappe de béton	20	0.02	0.4
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
Dalle pleine	25	0.20	5
G			5.8
Q			5

2.6.6 Plancher sous-sol

Tableau 2-8 : Descend de charge Plancher sous- sol.

Désignation	γ (KN/m ³)	e(m)	G(KN/m ²)
Chappe de béton	20	0.04	0.8
Dalle pleine	25	0.2	5
G			5.8
Q			2.5

Conclusion

À ce niveau, nous avons défini les charges et pré-dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitive.

CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.

3 Introduction

Dans le présent chapitre, nous considérons l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons ...) ou en béton (acrotère, escaliers...etc.). Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une torsion d'ensemble.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/V2003**.

3.1 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé encastré au niveau de la périphérie d'un plancher terrasse non-accessible. Il a pour rôle d'empêcher le ruissèlement des eaux pluviales sur la façade et forme une paroi contre toute chute de l'ouvrier. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort horizontal Q dû à l'action de la main courante qui engendre un moment de renversement M au niveau de l'encastrement.

Le calcul se fait en flexion composée pour une bande de longueur unité (1m).

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

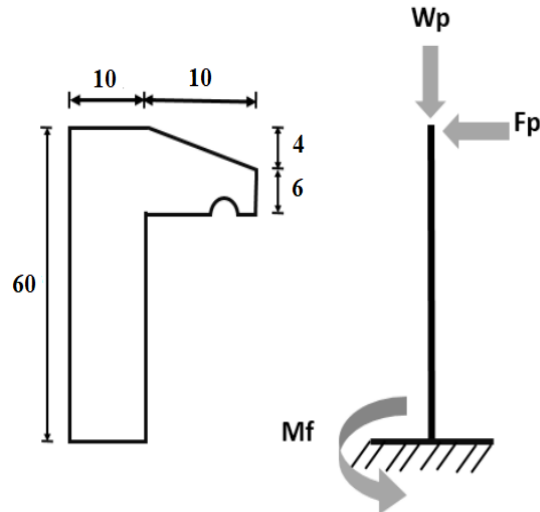


Figure 3-1 : Les dimensions d'acrotère.

3.1.1 Détermination des sollicitations

L'acrotère est sollicité par

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

Le poids propre W_p

$$W_p = \rho \times v = 25 \times \left[\left(\frac{0,1 \times 0,04}{2} \right) + (0,06 \times 0,1) + (0,6 \times 0,1) \right] \times 1\text{m}.$$

$$W_p = 1,7\text{KN /ml}.$$

La force horizontale F_p

D'après le RPA99 Version 2003 (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule

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

$A=0,20$ (zone II_a, groupe d'usage 1B) Coefficient d'accélération [RPA99. (Version 2003)

Tableau 4.1].

C_p : Facteur de force horizontale. $C_p=0,8$

[RPA99. (Version 2003) Tableau 6.1]

$$F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 1,70 \Rightarrow F_p = 1,088 \text{ KN/ml}.$$

Donc la surcharge d'exploitation est $Q = \max(1\text{KN/m}, F_p) \rightarrow Q = 1.088\text{KN/ml}$.

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.088\text{KN}$.

Moment fléchissant dû à la surcharge Q

$$M_q = Q \times h \times 1 = 0.652\text{KN.m}$$

3.1.2 Effort normal et moment fléchissant

ELU

$$\begin{cases} N_u = 1,35 \times W_p \\ M_u = 1,5 \times M_q \\ T_u = 1,5 \times T \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1,35 \times 1,70 = 2,295 \text{ KN} \\ M_u = 1,5 \times 0,6528 = 0,9792 \text{ kN.m} \\ T_u = 1,5 \times 1,088 = 1,63 \text{ KN} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = M_q \\ T_s = T \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 1,70 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0,652 \text{ KN.m} \\ T = 1,088 \text{ KN} \end{cases}$$

3.1.3 Calcul du ferrailage

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de 1,00 m de largeur.

Détermination de la section d'armature

Pour une bande de 1m de largeur ; la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

Position de point d'application de l'effort normal N

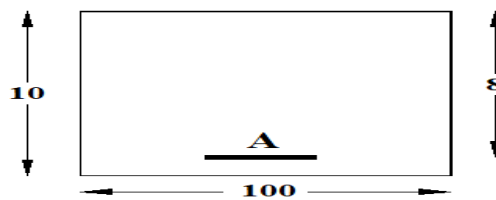


Figure 3-2 : Section de calcul.

➤ Etat limite ultime

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,97}{2,295} = 0.43\text{m}$$

$$e_0 = 0.43 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0.03 \text{ m}$$

L'effort normal de compression N est appliqué à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).

La section sera étudiée en flexion simple avec M_f moment fictif par rapport aux armatures tendues. Puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

$$Mf = Nu \times e = Nu \times (e_0 + \frac{h}{2} - c) = 2,295 \times (0,43 + \frac{0,1}{2} - 0,02) \Rightarrow Mf = 1,06 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{Mfu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1,06 \times 10^3}{17 \times 100 \times 8^2} = 0,01.$$

$$\mu = 0,01$$

$$\mu_L = 0,8 \alpha_L (1 - 0,4 \alpha_L).$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_L}$$

$$1000 \varepsilon_L = \frac{f_e}{200 \gamma_s} = \frac{500}{200 \times 1,15} = 2,174.$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 2,174} = 0,617$$

$$\mu_L = 0,8 \times 0,617 (1 - 0,4 \times 0,617) = 0,372$$

$$\mu = 0,01 < \mu_L = 0,372 \Rightarrow \text{Á N'existe pas et ; } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 435 \text{ MPA.}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99.$$

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{Mfu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1,06 \times 10^3}{435 \times 0,99 \times 8} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{cal} = A_1 - \frac{NU}{100 \times \sigma_s} = 0,31 - \frac{2,295}{100 \times 435} = 0,30 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.88 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend : $A_s = \max (A_{cal}; A_{min}) = 0.88 \text{ cm}^2$

Choix 5T10 = 3,93 cm²/ml avec e = 20cm.

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix 4T8 = 2,01 cm²/ml avec e = 20cm

➤ Etat limite service

On doit vérifier

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

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

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPA.}$$

Fissuration préjudiciable

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right).$$

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} 500; 110 \cdot \sqrt{1.6 \times 2.4} \right) = \min (333.3; 215.55).$$

$$\sigma_s = 215.55 \text{ MPA.}$$

Calcul de position de l'axe neutre

$$(b/2) \times y^2 - 15 \times A_s \times (d - y) = 50 y^2 + 58.95 y - 471.6$$

$$y = 2.53 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = (b \times y^3) / 3 + 15 \times [A (d - y)^2]$$

$$I = (100 \times 2.53^3) / 3 + 15 \times [3.93 (8 - 2.53)^2]$$

$$I = 2303.65.03 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{652.8 \times 2.53}{2303.65} = 0.71 \text{MPa} \leq 18 \text{MPa}. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 652.8}{2303.65} (8 - 2.53) = 23.25 \text{MPa} \leq 215.55 \text{MPa}. \rightarrow$$

Condition vérifiée.

Vérification au cisaillement

On a $T=1.088\text{KN}$

$\tau < \bar{\tau}$ Avec

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15f_{c28}}{1.5}; 4\text{MPa} \right) = 3\text{MPa}$$

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = 0.014 < 3\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.1.4 Dessin de ferrailage

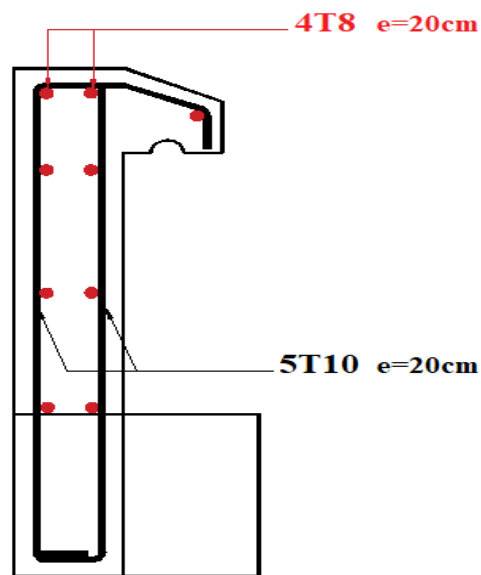


Figure 3-3 : Dessin de ferrailage de l'acrotère.

3.2 Le balcon

Le balcon est une plateforme en saillie sur une façade, entourée d'une balustrade et communiquant avec une pièce, il se calcule comme une poutre console encastree au niveau de la poutre

du plancher sous l'action de son poids propre (G), du poids du garde-corps (g) qui engendre un moment au niveau de l'encastrement.

Tableau 3-1 : Descend de charge balcon.

Désignation	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	e (m)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	20	0.01	0.2
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
ΣG			4.71

3.2.1 Calcul des sollicitations

La charge concentrée du garde-corps

$$\Sigma P = P_{\text{enduit}} + P_{\text{brique}}.$$

$$\begin{cases} P_{\text{enduit}} = 2 \times ep \times \gamma \times h = 2 \times 0.01 \times 18 \times 1.2 = 0.43 \text{KN}. \\ P_{\text{brique}} = ep \times \gamma \times h = 0.1 \times 9 \times 1.20 = 1.08 \text{KN}. \end{cases} \rightarrow P = 1.51 \text{KN}.$$

$$G = 4.71 \times 1.6 = 7.54 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3.5 \times 1.6 = 5.6 \text{ KN/ml}$$

ELU

$$G_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.6 + 1.5 \times 5.6 = 18.58 \text{KN/ml}.$$

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

ELS

$$G_s = G + Q = 13.14 \text{KN/ml}.$$

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

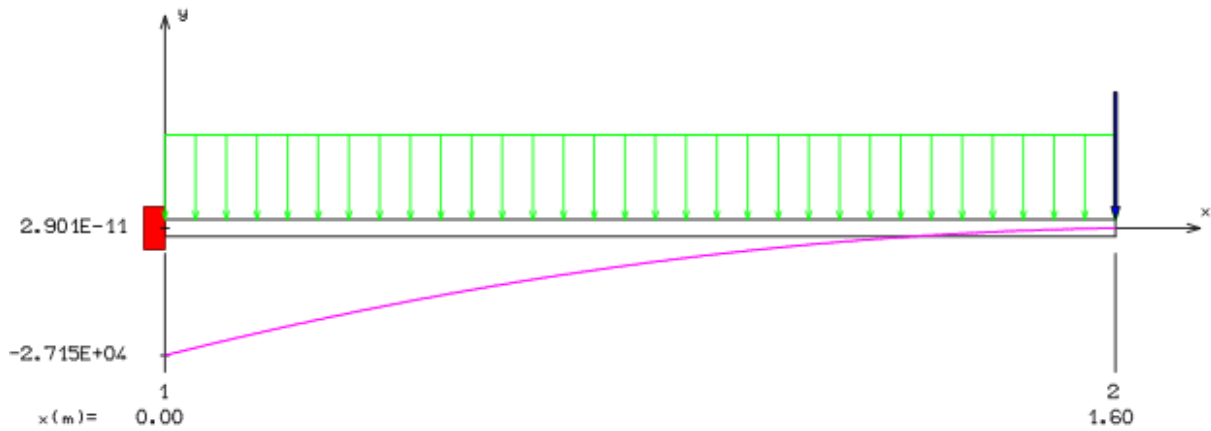


Figure 3-4 : Diagramme moment état limite ultime.

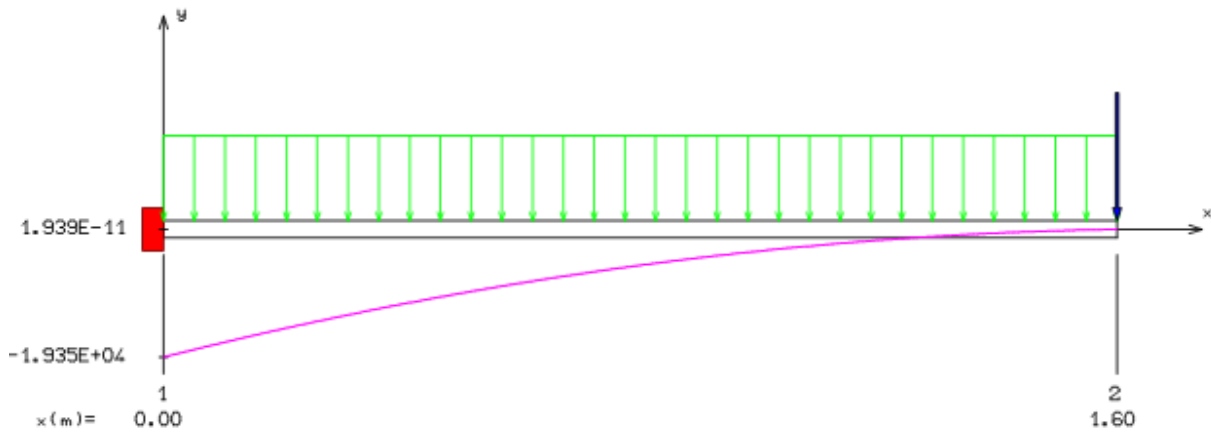


Figure 3-5 : Diagramme moment état limite service.

Tableau 3-2 : Les sollicitations.

Cas	M_u (KN. m)	T(KN)
ELU	27.15	31.90
ELS	19.35	22.68

3.2.2 Calcul de ferrailage

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m.

ELU

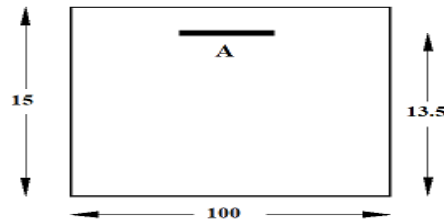


Figure 3-6 : Section de calcul.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{27150}{17 \times 100 \times 13.5^2} = 0.087.$$

$\mu = 0.087 < \mu_L = 0.372 \rightarrow$ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires
 $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPA.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.114$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.95$$

Détermination des armatures

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27150}{0.95 \times 13.5 \times 435} = 4.86 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.5 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 4.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix 8T12 = 9.05 cm² avec e=12.5cm.

Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Choix 5T10 = 3.93 cm² avec e=20cm.

ELS

Chapitre 03 Etude des éléments secondaires

On doit vérifier

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

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

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPA.}$$

Fissuration préjudiciable

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right).$$

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} 500; 110 \cdot \sqrt{1,6 \times 2,4} \right) = \min (333,3; 215,55).$$

$$\sigma_s = 215,55 \text{ MPA.}$$

Calcul de la position de l'axe neutre

$$(b/2) \times y^2 - 15 \times A_s \times (d-y) = 50 y^2 + 135,75 y - 1832,625$$

$$y = 4,84 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie

$$I = (b \times y^3) / 3 + 15 \times [A (d-y)^2]$$

$$I = (100 \times 4,84^3) / 3 + 15 \times [9,05 (13,5 - 4,84)^2]$$

$$I = 13959,98 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{19350 \times 4,84}{13959,98} = 6,70 \text{ MPA.} \leq 18 \text{ MPA.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 19350}{13959,98} (13,5 - 4,84) = 180,05 \text{ MPA} \leq 215,55 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant

On a $T = 22,68 \text{ KN}$

$$\tau < \bar{\tau} \quad \text{Avec}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{1.5}; 4\text{MPa}\right) = 3\text{MPa}$$

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = 0.17 < 3\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3.2.3 Vérification de la flèche

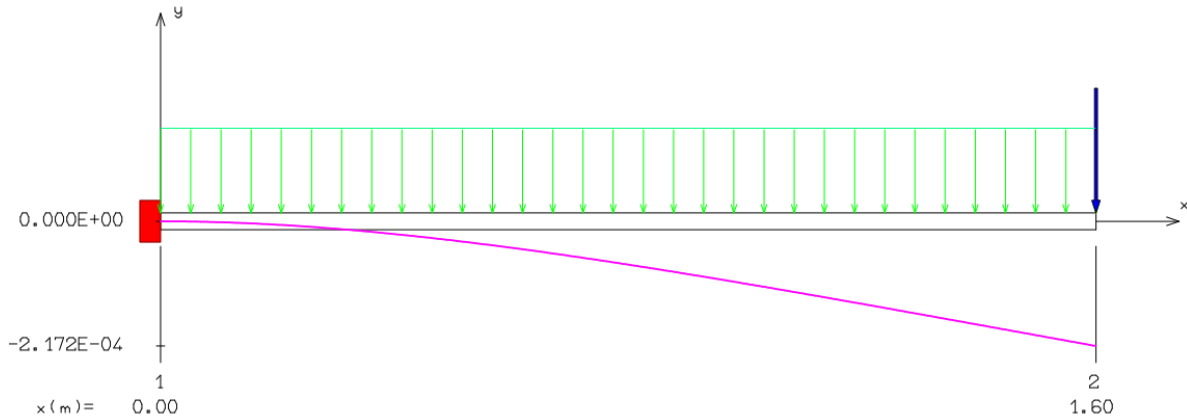


Figure 3-7 : Diagramme de la flèche.

$$f = 0.02\text{cm} < f = \frac{l}{500} = \frac{160}{500} = 0.32\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3.2.4 Dessin de ferrailage

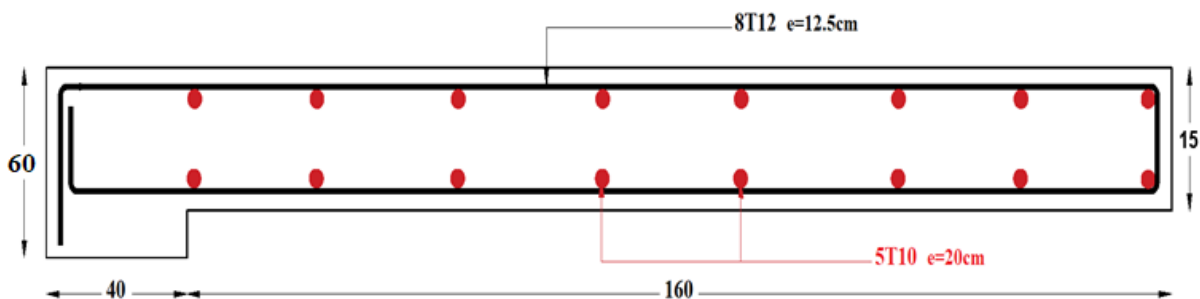


Figure 3-8 : Ferrailage du balcon.

3.3 Les escaliers

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

3.3.1 Différents éléments de l'escalier

- Embranchement : 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.

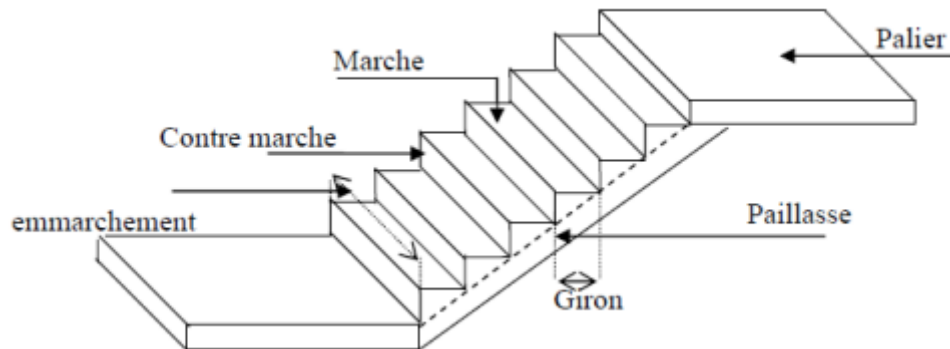


Figure 3-9 : Différents éléments d'un escalier.

3.3.2 Dimensionnement

Pour les dimensions des marches "g" et contre marche "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL

$H=4.08\text{m}$ (hauteur du RDC).

Hauteur de contre marche $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \xrightarrow{\text{on prend}} h = 17\text{cm}$

Nombre de contre marche $n = \frac{H}{h} = \frac{204}{17} = 12$ contre marche

Nombre de marche $n - 1 = 12 - 1 = 11$ marche

Le giron $g = \frac{L}{n-1} = \frac{330}{11} = 30\text{cm}$

3.3.3 Vérification de loi de BLONDEL

Nous avons $g=30\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$

$59\text{cm} \leq 2h + g = 64\text{cm} \rightarrow 59\text{cm} \leq 64\text{cm} \rightarrow$ condition vérifiée

Epaisseur de la paillasse

$$L = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{330^2 + 204^2} = 387\text{cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{2} \rightarrow \frac{387}{30} \leq e_p \leq \frac{387}{20}$$

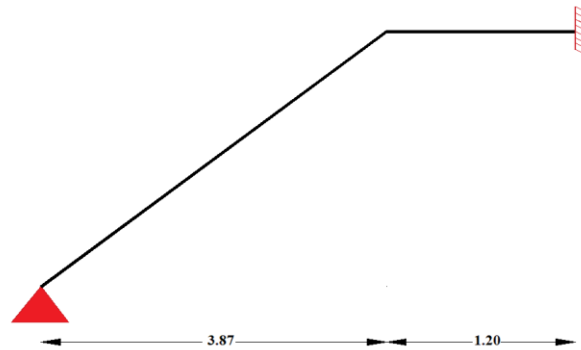


Figure 3-10 : Schéma statique des escaliers.

Les escaliers de notre bâtiment sont de type droit avec deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

Tableau 3-3 : pré - dimensionnement des escaliers.

Niveau	Hauteur	N _c marche	N _{marches}	L	L _r	e _p
Etage courant	153	9	8	240	285	9.5 ÷ 14.25
Mezzanine	170	10	9	270	319	10.36 ÷ 15.95
RDC	204	12	11	330	388	12.93 ÷ 19.4
SS(1,2)	187	11	10	240	353	11.77 ÷ 17.65

On prend **e_p=15cm** pour la paillasse et le palier.

3.3.4 Descente des charges

Paillasse

Tableau 3-4 : Descend de charge paillasse.

Désignation	γ(KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Marbre	28	0.01	0.28
Revêtement horizontal	21	0.02	0.42
Revêtement vertical	21	0.02	0.238
PP des marches	22	0.085	1.87
PP de la paillasse	25	0.15	3.75

Enduit au ciment	18	0.02	0.36
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Garde-corps	/	/	0.1
ΣG			7.41
Q			2.5

Palier

Tableau 3-5 : Descend de charge palier.

Désignation	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	E(m)	G (KN/m ²)
Marbre	28	0.01	0.28
PP de palier	25	0.15	3.75
Revêtement	21	0.02	0.42
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Enduit au ciment	18	0.02	0.36
ΣG			5.21
Q			2.5

3.3.5 Sollicitation de calcul

Tableau 3-6 : Les charges.

	Les charges	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
Paillasse	G = 7.41	13.75	9.91
	Q = 2.50		
Palier	G = 5.21	10.78	7.71
	Q = 2.50		

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

Tableau 3-7 : Les moments et efforts tranchant.

Cas	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
ELU	24.67	42.52	40.10
ELS	17.78	30.61	28.83

ELU

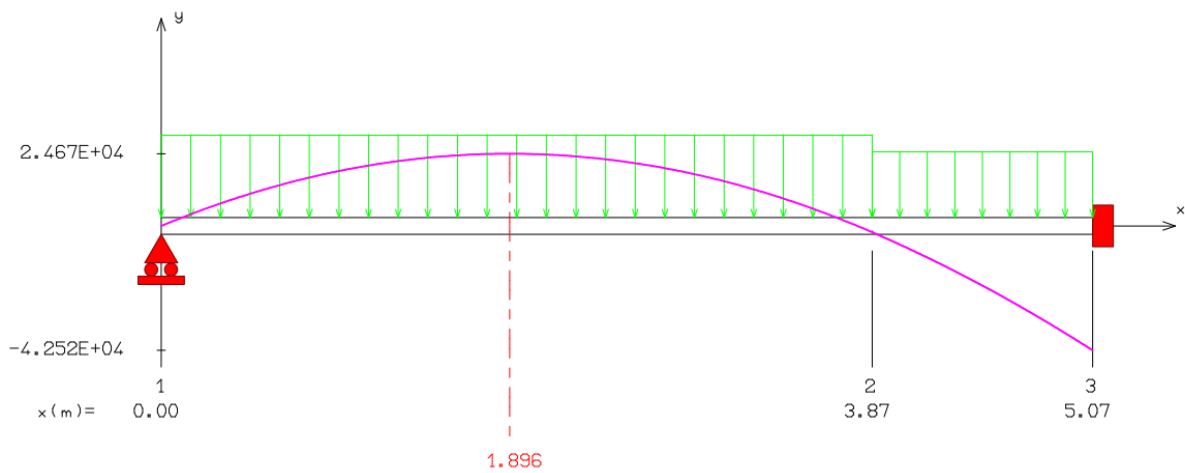


Figure 3-11 : Diagramme moment à ELU.

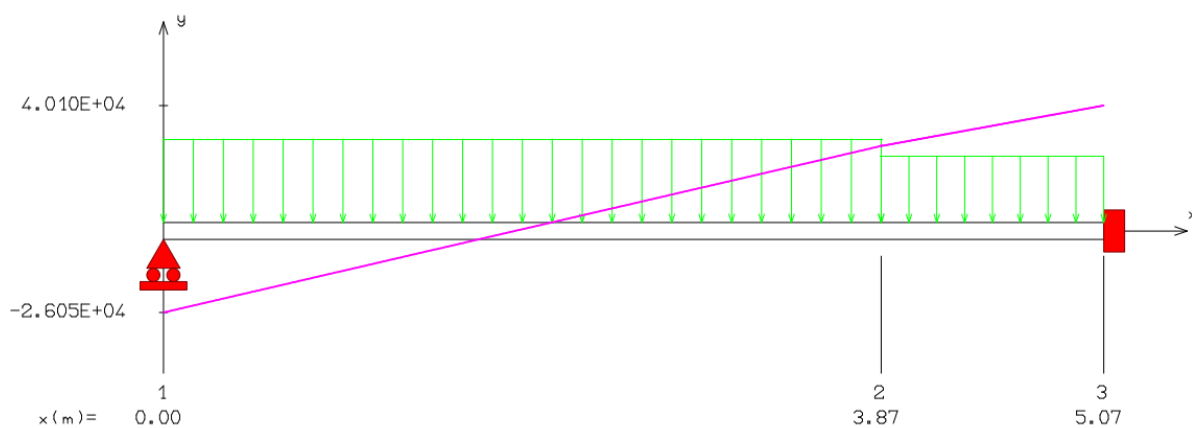


Figure 3-12 : Diagramme effort tranchant à ELU.

ELS

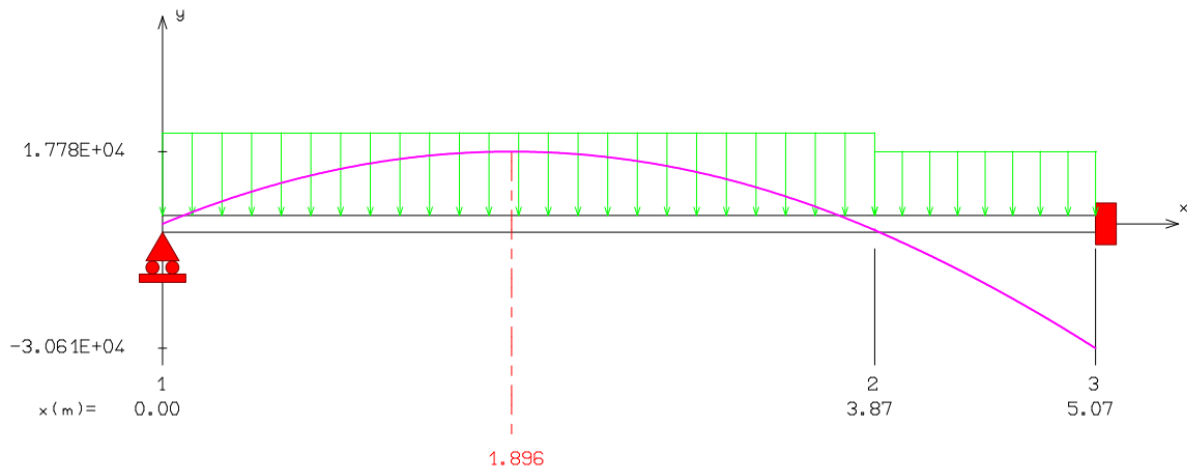


Figure 3-13 : Diagramme moment à ELS.

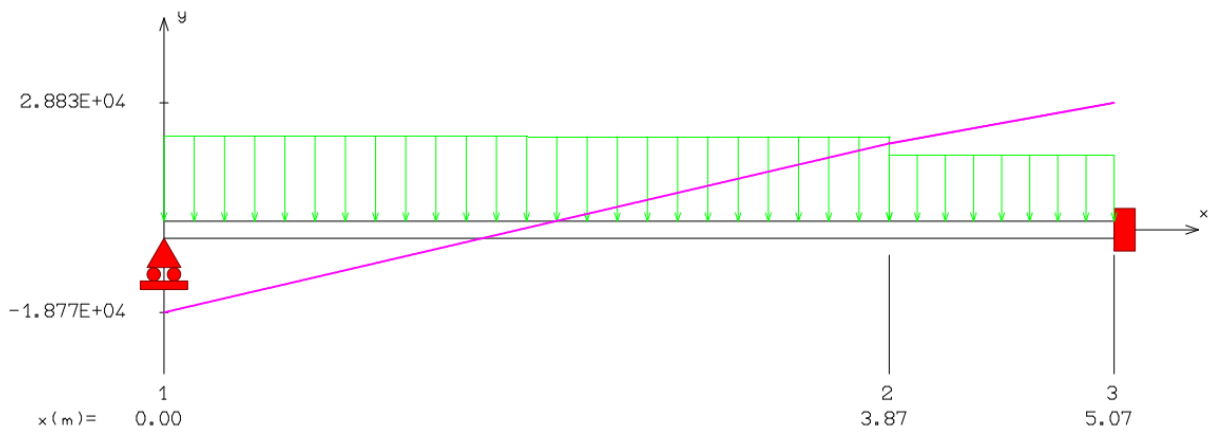


Figure 3-14 : Diagramme effort tranchant à ELS.

3.3.6 Calcul de ferrailage

En travée

ELU

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{24.67 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 17} = 0.079.$$

$\mu = 0.079 < \mu_L = 0.372$ Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.079}) = 0.104.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.104) = 0.96.$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPA.}$$

$$A_{cal} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_s} = 4.38 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.5 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 4.38 \text{ cm}^2.$$

Le choix 8T12 = 9.05 cm² avec e=12.5cm.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 2.26 \text{ cm}^2 .$$

Le choix 5T10 = 3.93 cm² avec e=20cm.

Calcul de la position de l'axe neutre

$$(b/2) \times y^2 - 15 \times A_s \times (d-y) = 50 y^2 + 135.75y - 1832.625$$

$$y = 4.85 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = (b \times y^3) / 3 + 15 \times [A (d-y)^2]$$

$$I = (100 \times 4.85^3) / 3 + 15 \times [9.05 (13.5 - 4.85)^2]$$

$$I = 13959.918 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{18700 \times 4.85}{13959.918} = 6.49 \text{ MPA} \leq 18 \text{ MPA.} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d-y) = \frac{15 \times 18700}{13959.918} (13.5 - 4.85) = 173.80 \text{ MPA} \leq 215.55 \text{ MPA} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En appui

ELU

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{42.52 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 17} = 0.137.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.185.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.92.$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPA.}$$

$$A_{cal} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42.52 \times 10^3}{0.92 \times 13.5 \times 435} = 7.87 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.5 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 7.87 \text{ cm}^2.$$

Le choix 8T12 = 9.05 cm²

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 2.26 \text{ cm}^2.$$

Le choix 5T10 = 3.93 cm² e = 20 cm

Calcul de la position de l'axe neutre

$$(b/2) \times y^2 - 15 \times A_s \times (d - y) = 50 y^2 + 135.75 y - 1832.625$$

$$y = 4.85 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie

$$I = (b \times y^3) / 3 + 15 \times [A (d - y)^2]$$

$$I = (100 \times 4.85^3) / 3 + 15 \times [9.05 (13.5 - 4.85)^2]$$

$$I = 13959.958 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{32280 \times 4.85}{13959.958} = 11.21 \text{ MPA} \leq 18 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 325280}{13959.958} (13.5 - 4.85) = 300.02 \text{ MPA} \geq 215.55 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

On recalcule les armatures à l'ELS

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = 0.008 < 0.372$$

$$K_1 = 21.50 ; \beta_1 = 0.863$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_s} = 12.19 \text{cm}^2$$

Choix **8T14=12.32cm²/ml**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = 10.02 < 18 \text{MPa}. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.3.7 Vérification au cisaillement

$$T = 28.83 \text{KN}.$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{F_{cj}}{\gamma_b} \\ 4 \text{MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 3 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{30510}{1000 \times 13.5} = 2.14 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

3.3.8 Dessin de ferrailage

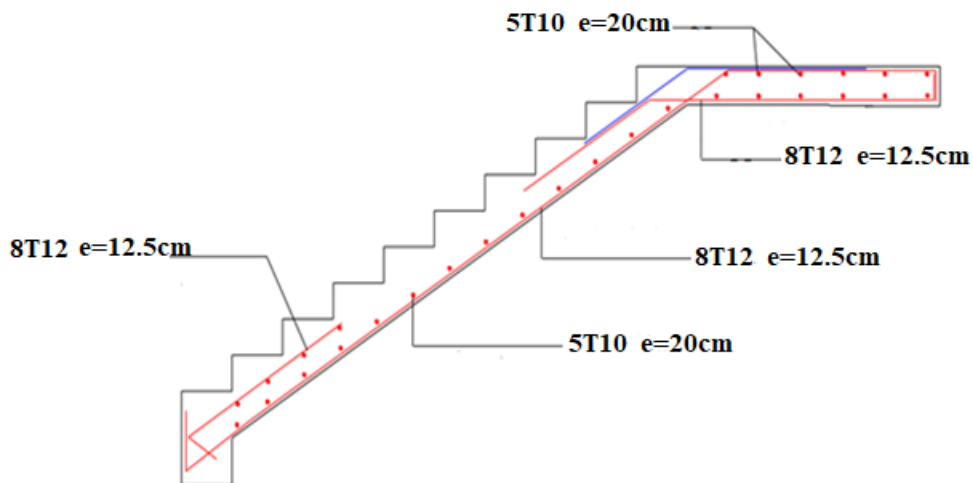


Figure 3-15 : Ferrailage de l'escalier.

CHAPITRE4 : MODELISATION ET VERIFICATION RPA.

4 Introduction

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques. A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique. Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période...etc.) sous l'effet du séisme. Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

4.1 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non-amorties. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

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 doit d'utiliser soit

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

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le RPA 99-version2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique IIa groupe d'usage 1B. Le calcul se fait en méthode dynamique spectacle du

fait que notre structure ne répond pas aux critères (4.1.2.b) exigés par le RPA 99-version 2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente

Groupe d'usage 1B, $H = 63.92\text{m} > 17\text{m}$ ou 5niveaux.

4.2.1 Méthode statique équivalente

- 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.

- 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 une hauteur au plus égale à 65m en zone I et II, et à 30m en zone III.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2). Le bâtiment concerné ne doit pas dépasser (05) niveaux ou 17mètres en zone (IIa) pour le groupe d'usages 1B.

4.2.2 Méthode dynamique modale spectrale

- Principe de la méthode dynamique modale

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.

4.2.3 Méthode dynamique par accélérogramme

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente ; c'est pourquoi le calcul sismique se fera par la méthode Modale Spectrale, la méthode statique équivalente sera donnée à titre indicatif.

4.3 Méthode d'analyse modale spectrale

La structure étudiée ne répond pas aux conditions d'application de la méthode statique équivalente. Donc le calcul se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale.

4.3.1 Principe

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

4.3.2 Domaine d'application

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

4.3.3 Détermination des paramètres du spectre de réponse

4.3.3.1 Coefficient d'accélération A

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B, L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d'Oran (Zone IIa). Donc D'après la classification sismique de wilaya d'ORAN (RPA 99/2003) on obtient

$$A=0.20$$

4.3.3.2 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 mur porteur en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à

$$R=3.5$$

4.3.3.3 Facteur de qualité Q

4.3.3.3.1 Conditions minimales sur les files de contreventement

Système voile : on a le rapport hauteur d'étage/largeur > 0.67 . Ce critère est non observé $p_q=0.05$.

4.3.3.3.2 Redondance en plan

Le rapport entre les valeurs maximale et minimale d'espacement entre les files de voiles dépasse 1.5.

$$p_q=0.05$$

4.3.3.3 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

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 48.83 / 23.42 = 2.06 < 4.$$

Donc le critère est observé

$$p_q = 0.$$

4.3.3.4 Régularité en élévation

La structure est classée régulièrement en élévation

$$p_q = 0.$$

4.3.3.5 Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$$p_q = 0.05.$$

4.3.3.6 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

$$p_q = 0.10$$

Q : Facteur de qualité, défini par

$$Q = 1 \pm \sum_1^v P_q$$

Tableau 4-1 : Pénalités du facteur de qualité.

Critères	Observé (Oui/Non)	P _q
Conditions minimales sur les files de contreventement.	Non	0.05
Redondance en plan.	Non	0.05
Régularité en plan.	Non	0.05
Régularité en élévation.	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux.	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution.	Non	0.1
Σ		0.3

$$Q = 1 + 0.3 \xrightarrow{\text{donc}} Q = 1.3.$$

4.3.3.4 Facteur de correction d'amortissement "η"

Donné par la formule

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

ζ : Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Est donné par le tableau [4.2] des RPA99-Version 2003.

Nous avons un contreventement en voiles ou murs on prend ζ=10 %.

D'où $\eta = 0.76 > 0.7$

4.3.3.5 Période caractéristiques T1 ; T2

Pour notre site

T₁ = 0,15 s. Donné par le tableau [4.7] des RPA99-Version 2003.

T₂ = 0.30 s.

4.3.3.6 Le spectre de réponse

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

Avec

g : Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

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

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

4.3.3.7 Détermination des paramètres des combinaisons d'action

$$ELU = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$0,8 \times G \pm E$$

4.3.3.8 Estimation de la période fondamentale de la structure

On a donc

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_n^{3/4} \end{cases}$$

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.

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

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3.0s \end{cases}$$

Tableau 4-2 : Les données de calcul.

h_n	63.92
C_T	0.05
D_x	48.21
D_y	23.42

AN

$$T = C_T \times h_n^{3/4} = 0.05 \times (63.92)^{3/4} = 1.13s \rightarrow \text{Dans les deux direction.}$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{63.92}{\sqrt{48.21}} = 0.83 \text{ s.}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{63.92}{\sqrt{23.42}} = 1.19 \text{ s.}$$

$$T_x = \text{Min} (1.13 ; 0.83) = 0.83s.$$

$$T_y = \text{Min} (1.13; 1.19) = 1.13s.$$

Facteur d'amplification dynamique :

$$T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3.0s \quad \xrightarrow{\text{Donc}} \quad D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_x = 0.96. \text{ Et } D_y = 0.78.$$

4.4 Modélisation de la structure

Pour la modélisation de notre structure, on a utilisé le logiciel « ROBOT »

« Autodesk Rebot Structural Analyses Professionnel 2022 » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modélisé facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différents réglementations en vigueur à travers le monde. En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, Rebot offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces déverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique de centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

4.5 Structure modélisée

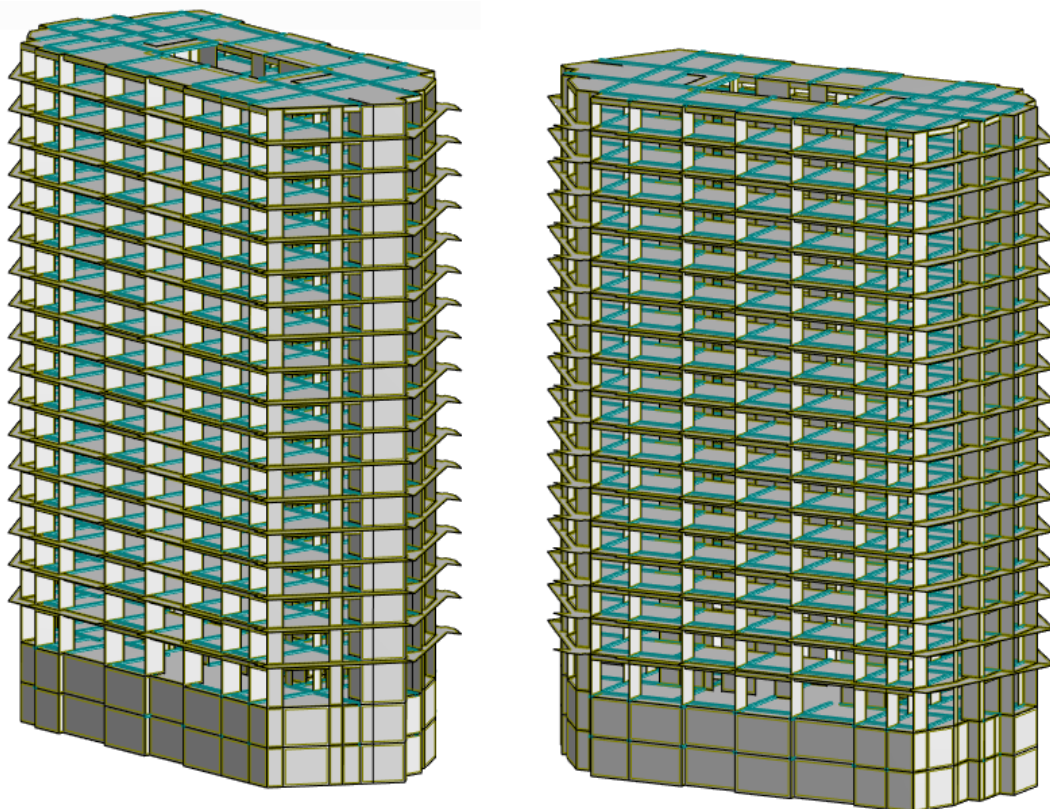


Figure 4-1 : Vue de la structure modélisée.

4.6 Position des voiles

Le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir des mouvements de translations pour le premier et deuxième mode et pour le troisième mode un mouvement de torsion avec un faible coefficient de participation modale.

La disposition des voiles doit satisfaire un certaines conditions

Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité surfaisant tout en restant dans le domaine économique.

Assurer une excentricité minimale.

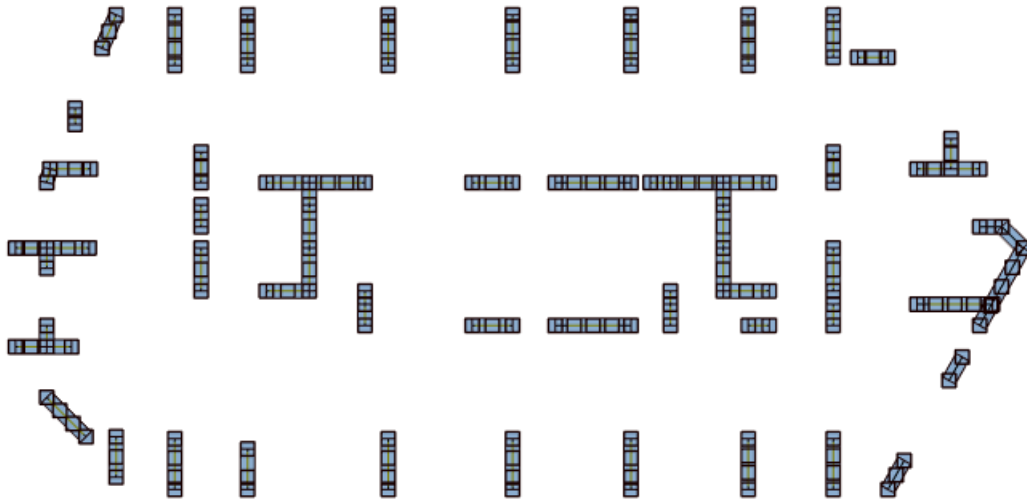


Figure 4-2 : Disposition finale des voiles.

4.7 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 $w = 215452,2170\text{KN}$.

4.8 Calcul de la force sismique totale

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante

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

Avec

A : Coefficient d'accélération donné par le tableau des règles (RPA99/Version 2003) (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : Facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W : Poids total de la structure

D : Facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q : Facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux).

$$V_x = \frac{A_x \cdot D_x \cdot Q}{R} w = \frac{0.20 \times 0,96 \times 1.3}{3.5} \times 215452,2170 = 15364,82KN.$$

$$V_y = \frac{A_y \cdot D_y \cdot Q}{R} w = \frac{0.20 \times 0,78 \times 1.3}{3.5} \times 215452,2170 = 12483,92KN.$$

4.9 Résultats de calcul

Tableau 4-3 : Résultats dynamiques.

Cas	Mode	Période [sec]	Somme UX	Somme UY	UX(%)	UY(%)
Modale	1	1,2	1,88	60,29	1,88	60,29
Modale	2	1,07	60,51	62,03	58,63	1,74
Modale	3	0,89	62,51	62,17	2,01	0,14
Modale	4	0,35	62,68	76,1	0,16	13,93
Modale	5	0,33	76,04	76,15	13,37	0,05
Modale	6	0,28	76,6	77,24	0,56	1,09
Modale	7	0,17	76,74	81,7	0,14	4,46
Modale	8	0,17	81,73	81,99	4,99	0,29
Modale	9	0,14	81,8	83,24	0,07	1,25

Modale	10	0,11	82,05	85,29	0,25	2,06
Modale	11	0,1	84,64	85,58	2,59	0,28
Modale	12	0,09	84,64	86,78	0	1,2
Modale	13	0,08	84,8	88,1	0,15	1,32
Modale	14	0,07	86,62	88,23	1,83	0,13
Modale	15	0,06	86,62	89,61	0	1,38
Modale	16	0,06	86,73	90,31	0,1	0,7
Modale	17	0,06	88,14	90,37	1,42	0,06
Modale	18	0,05	88,15	92,1	0	1,73
Modale	19	0,05	88,23	92,35	0,09	0,25
Modale	20	0,04	89,62	92,38	1,38	0,03
Modale	21	0,04	89,63	94,23	0,01	1,85
Modale	22	0,04	89,74	94,26	0,11	0,03
Modale	23	0,04	91,23	94,29	1,49	0,02
Modale	24	0,03	91,26	95,75	0,02	1,46
Modale	25	0,03	91,26	95,75	0	0

Selon (RPA 99 Version 2003)

$$T_{emp} < T_{dyn} < 1.3T_{emp}$$

1.08 s > 1.07s → Condition vérifiée.

1.47 s > 1.20 s → Condition vérifiée.

Tableau 4-4 : Période empiriques et dynamiques.

h_n	D_X	D_Y	C_t	Th	T_X	T_Y
63.92	48.21	23.42	0,05	1.13	0.83	1.13
T_X	0.83	1.3 T_X	1.08	>	T_{mod}	1.07
T_Y	1.13	1.3 T_Y	1.47	>	T_{mod}	1.20

4.9.1 Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003

- Directions xx : 23ème mode → Masse cumulée = 91,23 %.
- Directions yy : 23 ème mode → Masse cumulée = 94,29 %.
- Masse cumulée > 90% → Condition est vérifiée.

Nous avons d'après les résultats le calcul terminé par

- Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (yy).
- Le 2ème est une translation suivant l'axe (xx).

- Et le 3ème mode de torsion.

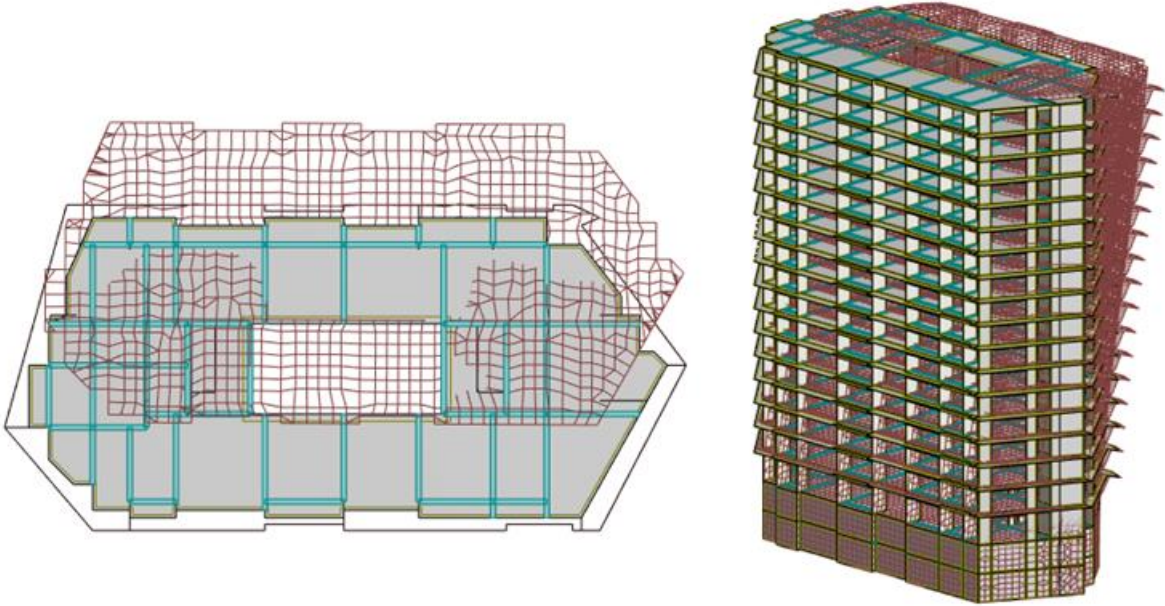


Figure 4.3 : Translation selon YY.

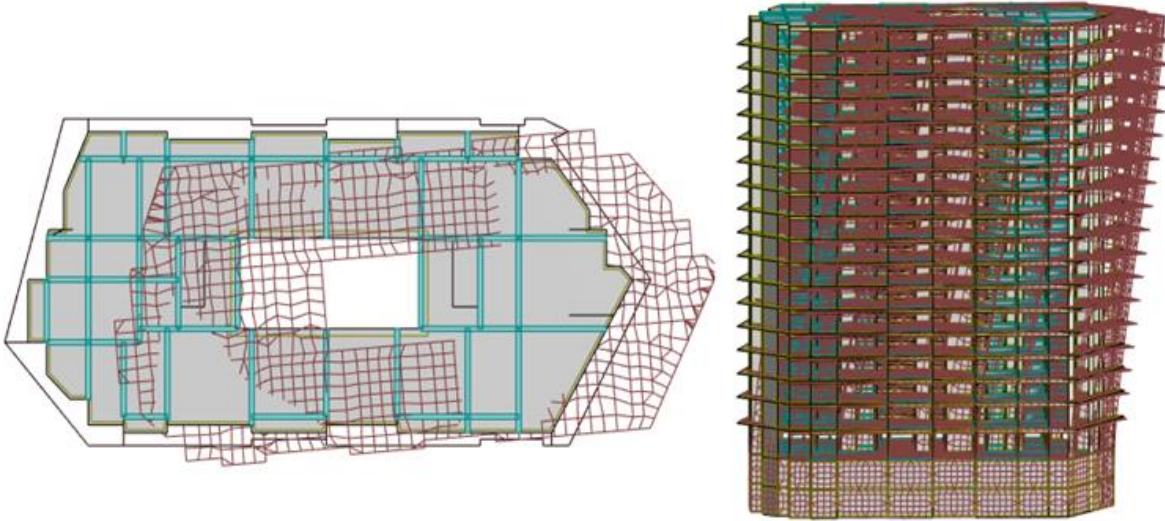


Figure4.4 : Translation selon XX.

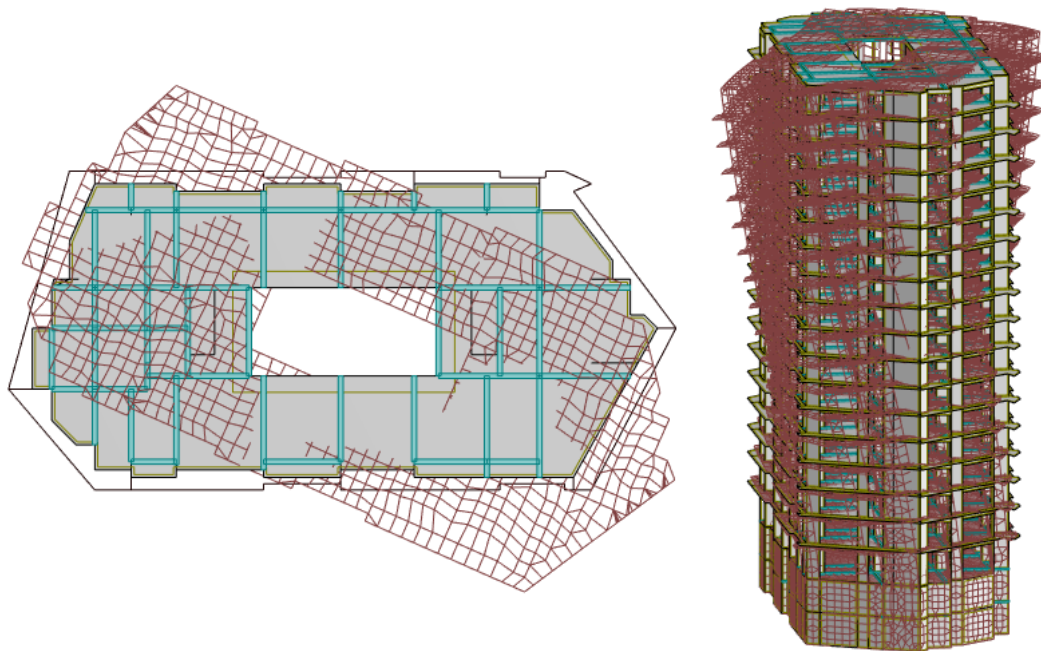


Figure 4-3 : Une torsion.

4.10 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. ($V < 0,8V_t$).

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

$$r = \frac{0,8V}{V_t} \text{ (RPA 99/2003 page 36) .}$$

Résultat donné par le logiciel « ROBOT » est

V_t : Tiré du logiciel de calcul (modale spectrale).

V : Obtenu par la méthode statique équivalente.

Tableau 4-5 : Résultats des forces sismiques.

$0,8 V_{sx}$ (kN)	c.v	V_{dx} (kN)
9175,32	≤	11469,16
$0,8 V_{sy}$ (KN)	c.v	V_{dy} (KN)
7459,28	≤	9324,10

4.11 Evaluation des excentricités

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités

A. Excentricités théoriques

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

X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

B. Excentricité accidentelle

$$\begin{cases} E_{accx} = 0.05 \times \max(L_x, L_y) = 2.41m. \\ E_{accy} = 0.05 \times \max(L_x, L_y) = 2.41m. \end{cases}$$

L_x, L_y : dimensions de la structure en plan (48.21m ; 23.42m).

Tableau 4-6 : Valeurs excentricité théorique et accidentelle.

Niveau	G (X_m, Y_m)	R (X_m, Y_m)	EX Théo	EY Théo	5%max (L_x, L_y) Ex	EX adop-té	Ey adop-té
Etage 1	24,10 11,63	24,88 11,84	0,78	0,2	2.41	2,49	1,17
Etage 2	24,09 11,65	24,88 11,84	0,79	0,18	2.41	2,49	1,17
Etage 3	24,34 11,66	27,59 11,87	3,25	0,21	2.41	2,66	1,27
Etage 4	24,27 11,65	27,59 11,84	3,31	0,19	2.41	2,66	1,27
Etage 5	24,20 11,65	28,04 11,71	3,84	0,06	2.41	2,66	1,27
Etage 6	24,20 11,65	28,04 11,71	3,84	0,06	2.41	2,66	1,27
Etage 7	24,20 11,65	28,04 11,71	3,84	0,06	2.41	2,66	1,27
Etage 8	24,20 11,65	28,04 11,71	3,84	0,06	2.41	2,66	1,27
Etage 9	24,16 11,65	27,72 11,77	3,56	0,13	2.41	2,66	1,27
Etage 10	24,16 11,65	27,72 11,77	3,56	0,13	2.41	2,66	1,27
Etage 11	24,16 11,65	27,72 11,77	3,56	0,13	2.41	2,66	1,27
Etage 12	24,16 11,65	27,72 11,77	3,56	0,13	2.41	2,66	1,27
Etage 13	24,12 11,64	27,57 11,80	3,46	0,16	2.41	2,66	1,27

Etage 14	24,12 11,64	27,57 11,80	3,46	0,16	2.41	2,66	1,27
Etage 15	24,12 11,64	27,57 11,80	3,46	0,16	2.41	2,66	1,27
Etage 16	24,12 11,64	27,57 11,80	3,46	0,16	2.41	2,66	1,27
Etage 17	24,06 11,64	27,59 11,80	3,53	0,17	2.41	2,66	1,27
Etage 18	24,06 11,64	27,59 11,80	3,53	0,17	2.41	2,66	1,27
Etage 19	24,06 11,64	27,59 11,80	3,53	0,17	2.41	2,66	1,27
Etage 20	24,19 11,66	27,59 11,80	3,39	0,15	2.41	2,49	1,17

4.12 Vérification des déplacements inter étage

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), Le RPA99-version2003 exige de vérifier que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit

$$\Delta_k \times R \leq \frac{hk}{100}$$

$$\delta = R \cdot \delta_{ek} \quad (\text{Art4.43 formule 4-19 – RPA99/v.2003}).$$

Avec

Δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i .

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1" est égal à

$$\Delta = \delta - \delta_{k-1} \quad (\text{Art4.43 – RPA99/v.2003})$$

R : Coefficient de comportement.

h: Hauteur de l'étage k.

→Logiciel rebot nous donne directement les déplacements relatifs

$$\Delta \leq 1\% h_e \quad \xrightarrow{\text{Donc}} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans les tableaux suivants

Tableau 4-7 : Vérification déplacement inter-étages.

Niveaux	h	Δk_x	Δk_y	h/100	Observation $\Delta k_x < h/100$	Observation $\Delta k_y < h/100$
Etage 1	374	0,034	0,067	3,74	CV	CV
Etage 2	374	0,09	0,158	3,74	CV	CV
Etage 3	408	0,489	0,505	4,08	CV	CV
Etage 4	340	0,525	0,582	3,4	CV	CV
Etage 5	360	0,538	0,6	3,6	CV	CV
Etage 6	360	0,579	0,653	3,6	CV	CV
Etage 7	360	0,606	0,693	3,6	CV	CV
Etage 8	360	0,625	0,723	3,6	CV	CV
Etage 9	360	0,652	0,755	3,6	CV	CV
Etage 10	360	0,661	0,771	3,6	CV	CV
Etage 11	360	0,662	0,778	3,6	CV	CV
Etage 12	360	0,658	0,778	3,6	CV	CV
Etage 13	360	0,666	0,784	3,6	CV	CV
Etage 14	360	0,655	0,774	3,6	CV	CV
Etage 15	360	0,637	0,757	3,6	CV	CV
Etage 16	360	0,615	0,737	3,6	CV	CV
Etage 17	360	0,603	0,721	3,6	CV	CV
Etage 18	360	0,571	0,69	3,6	CV	CV
Etage 19	360	0,535	0,655	3,6	CV	CV
Etage 20	360	0,494	0,617	3,6	CV	CV

4.13 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

$$\theta = \frac{P_k \Delta k}{V_k h_k} \leq 0.10 \quad (\text{Article 5.9. RPA99/2003}).$$

- Si $0,10 < \theta K < 0,20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{(1-\theta K)}$
- Si $\theta K > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

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

Δk : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

Vk : Effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k : Hauteur du niveau k.

4.13.1 Direction xx

Tableau 4-8 : Vérification effets du second ordre sens x-x.

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
Etage 1	-212223	0,034	11639,61	3,74	0,001657531	CV
Etage 2	-196315	0,09	11562,89	3,74	0,004085625	CV
Etage 3	-181313	0,489	11384,1	4,08	0,019088782	CV
Etage 4	-168291	0,525	11029,92	3,40	0,023559633	CV
Etage 5	-156892	0,538	10660,87	3,06	0,025874308	CV
Etage 6	-146322	0,579	10242,34	3,06	0,027031359	CV
Etage 7	-135752	0,606	9787,88	3,06	0,027466905	CV
Etage 8	-125182	0,606	9315,87	3,06	0,027445979	CV
Etage 9	-114683	0,652	8826,87	3,06	0,027683424	CV
Etage 10	-104668	0,661	8366,92	3,06	0,027022763	CV
Etage 11	-94653,3	0,662	7907,46	3,06	0,025896162	CV
Etage 12	-84638,3	0,658	7445,37	3,06	0,024444726	CV
Etage 13	-74694	0,666	6990,9	3,06	0,023254409	CV
Etage 14	-65233,8	0,655	6525,35	3,06	0,021398753	CV
Etage 15	-55773,5	0,637	6015,48	3,06	0,019300827	CV
Etage 16	-46313,3	0,615	5430,16	3,06	0,017141431	CV

Etage 17	-36923,8	0,603	4747,3	3,06	0,015326945	CV
Etage 18	-28018,4	0,571	3967,65	3,06	0,013177237	CV
Etage 19	-19113	0,535	3003,34	3,06	0,011126429	CV
Etage 20	-10209,4	0,494	1806,38	3,06	0,00912423	CV

4.13.2 Direction yy

Tableau 4-9 : Vérification effets du second ordre sens y-y.

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
Etage 1	-212223	0,067	11412,91	3,74	0,003331191	CV
Etage 2	-196315	0,158	11204,89	3,74	0,007401707	CV
Etage 3	-181313	0,505	10844,72	4,08	0,02069384	CV
Etage 4	-168291	0,582	10490,56	3,40	0,027460339	CV
Etage 5	-156892	0,6	10105,44	3,06	0,030442138	CV
Etage 6	-146322	0,653	9697,11	3,06	0,032200258	CV
Etage 7	-135752	0,693	9260,25	3,06	0,033199861	CV
Etage 8	-125182	0,723	8793,66	3,06	0,033634947	CV
Etage 9	-114683	0,755	8331,82	3,06	0,033961434	CV
Etage 10	-104668	0,771	7891,46	3,06	0,033418806	CV
Etage 11	-94653,3	0,778	7455,14	3,06	0,032280349	CV
Etage 12	-84638,3	0,778	7027,09	3,06	0,030623134	CV
Etage 13	-74694	0,784	6598,43	3,06	0,02900278	CV
Etage 14	-65233,8	0,774	6171	3,06	0,026738461	CV
Etage 15	-55773,5	0,757	5698,75	3,06	0,024211576	CV
Etage 16	-46313,3	0,737	5158,29	3,06	0,021624512	CV
Etage 17	-36923,8	0,721	4526,6	3,06	0,019219767	CV
Etage 18	-28018,4	0,69	3790,5	3,06	0,016667643	CV
Etage 19	-19113	0,655	2863,45	3,06	0,014287565	CV

Etage 20	-10209,4	0,617	1686,39	3,06	0,012206904	CV
----------	----------	-------	---------	------	-------------	----

La condition $\theta < 0,10 \rightarrow$ Condition vérifiée

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

4.14 Calcul de la force sismique selon la hauteur

Selon Art. 4.2.5 RPA99-V2003, la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes

$$\begin{cases} Ft = 0 & \text{si } T \leq 0.7s \\ Ft = 0.07TV & \text{si } T > 0.7s \end{cases}$$

Le reste est distribué à chaque niveau par

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

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 4-10 : Répartition de la force sismique selon la hauteur.

W	h	w×h	Vx	F _{tx}	F _{ix}	V _y	F _{ty}	F _{iy}
1527335,2	3,74	5712236,4	11469,16	666,36	88,45	9324,1	737,54	70,30
1566948,6	7,48	11720777,5	11469,16	666,36	181,48	9324,1	737,54	144,25
1321053,4	11,56	15271376,6	11469,16	666,36	236,45	9324,1	737,54	187,95
1176422,7	14,96	17599287,6	11469,16	666,36	272,50	9324,1	737,54	216,59
1077820,4	18,02	19422331,5	11469,16	666,36	300,73	9324,1	737,54	239,03
1077820,4	21,08	22720463,3	11469,16	666,36	351,79	9324,1	737,54	279,62

Chapitre 04 Modélisation et vérification RPA

1077820,84	24,14	26018595,1	11469,16	666,36	402,86	9324,1	737,54	320,21
1077820,84	27,2	29316726,8	11469,16	666,36	453,93	9324,1	737,54	360,80
1021247,24	30,26	30902941,5	11469,16	666,36	478,49	9324,1	737,54	380,33
1021247,24	33,32	34027958	11469,16	666,36	526,87	9324,1	737,54	418,78
1021247,24	36,38	37152974,6	11469,16	666,36	575,26	9324,1	737,54	457,25
1021247,24	39,44	40277991,1	11469,16	666,36	623,65	9324,1	737,54	495,71
964673,65	42,5	40998630,1	11469,16	666,36	634,81	9324,1	737,54	504,58
964673,65	45,56	43950531,5	11469,16	666,36	680,52	9324,1	737,54	540,91
964673,65	48,62	46902432,9	11469,16	666,36	726,22	9324,1	737,54	577,23
964673,65	51,68	49854334,2	11469,16	666,36	771,92	9324,1	737,54	613,56
908100,05	54,74	49709396,7	11469,16	666,36	769,68	9324,1	737,54	611,78
908100,05	57,8	52488182,9	11469,16	666,36	812,70	9324,1	737,54	645,97
908100,05	60,86	55266969	11469,16	666,36	855,73	9324,1	737,54	680,17
1069710,29	63,92	68375881,7	11469,16	666,36	1058,71	9324,1	737,54	841,51
Somme		697690019						

Conclusion

Suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 et d'après les résultats obtenus et les vérifications réalisées, On peut dire notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique. Nous pouvons dire aussi que la conception adoptée reflète le comportement typique.

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

5 Introduction

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel Robot, nous entament dans ce chapitre la détermination des sections d'aciers nécessaire à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Ferrailage des éléments sera mené selon les règles de calculs du béton armé C.B.A93, BAEL91, RPA99V2003.

Robot permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul

- ✓ Les planchers et les poutres (noyées, d'extrémité) seront calculés en flexion simple.
- ✓ Les voiles seront calculées en flexion composée.

5.1 Etude des plancher

Nous allons procéder au ferrailage de la dalle pleine de sous-sol.

5.1.1 Méthode de calcul

Nous avons déterminé les moments à l'aide du logiciel robot par la cartographie .Et le calcul se fait en flexion simple.

Sous -sol

Evaluation des charges

$$G=5.8KN/m$$

$$Q=2.5KN/m$$

ELU

En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 31.750 \text{ KN. m} \\ M_{ty} = 25.33 \text{ KN. m} \end{cases}$$

En appui

$$\begin{cases} M_{ax} = 47.29 \text{ KN. m} \\ M_{ay} = 47.16 \text{ KN. m} \end{cases}$$

ELS

En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 22.81 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 18.16 \text{KN.m} \end{cases}$$

En appui

$$\begin{cases} M_{ax} = 33.99 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 33.85 \text{KN.m} \end{cases}$$

5.1.2 Calcul du ferrailage

5.1.3 Sens xx

5.1.3.1 En travée

Calcul de ferrailages

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{31750}{100 \times 17.3^2 \times 17} = 0.062 < 0.372.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.080$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.97$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{31750}{0.97 \times 17.3 \times 435} = 4.35 \text{cm}^2.$$

Choix 5T14 = 7.70 cm² avec e = 20 cm/ml.

5.1.3.2 Vérification à l'ELU

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{500} = 1.98 \text{cm}^2$$

$A_{min} < A_{cal} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Espacement des barres

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

- **Armatures principales**

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

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

$$S_t = 20\text{cm} \leq 25\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5.1.3.3 Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (Art A.4.5.2/BAEL91).

On doit vérifier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\sigma_{s adm}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

σ_b : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times 30 = 18\text{MPa.}$$

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

$\eta = 1.6$ (Acier haut adhérence FeE500)

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 500; 110 \cdot \sqrt{1.6 \times 2.4}\right) = \min(333.3; 215.55)$$

$$\bar{\sigma}_s = 215.55\text{MPa.}$$

5.1.3.4 Calcul de position de l'axe neutre

$$(b/2) \times y^2 - 15 \times A_s \times (d - y) = 50 y^2 + 115.5y - 1998.15$$

$$y = 5.27\text{cm}$$

Moment d'inertie

$$I = (b \times y^3) / 3 + 15 \times [A (d - y)^2]$$

$$I = (100 \times 5.27^3) / 3 + 15 \times [7.70 (17.3 - 5.27)^2]$$

$$I = 21594.03\text{cm}^4$$

Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{22810 \times 5.27}{21594.03} = 5.57 \text{MPa} \leq 18 \text{MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 22810}{21594.03} (17.3 - 5.27) = 190.6 \text{MPa} \leq 215.55 \text{MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5.1.4 En appuis

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{47290}{100 \times 17.3^2 \times 17} = 0.092 < 0.372$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.122$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.95$$

$$A_{cal} = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{47290}{0.95 \times 17.3 \times 435} = 6.61 \text{cm}^2.$$

$$7T14 = 10.78 \text{cm}^2 \quad \text{ET } 5T12 \text{ (armatures de montage)}$$

$$7T14 - 5T12 = 5.13 \text{cm}^2 \rightarrow 5T12 = 5.65 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Choix } \begin{cases} 5T12(\text{armature principale}) \\ 5T12(\text{armature de montage}) \end{cases} \quad \text{Avec } e = 20 \text{cm/ml}$$

5.1.4.1 Vérification à l'ELU

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

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{500} = 1.98 \text{cm}^2$$

$$A_{min} < A_{cal} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement des barres

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

- **Armatures principales**

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

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

$$S_t = 20\text{cm} \leq 25\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5.1.4.2 Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (Art A.4.5.2/BAEL91)

On doit vérifier

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

$$\sigma_b \leq \sigma_{b adm} \quad \bar{\sigma}_b = 0.6 \times 30 = 18 \text{MPa.}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 500; 110 \cdot \sqrt{1.6 \times 2.4} \right) = \min (333.3; 215.55)$$

$$\bar{\sigma}_s = 215.55 \text{MPa.}$$

5.1.4.3 Calcul de position de l'axe neutre

$$(b/2) \times y^2 - 15 \times A_s \times (d-y) = 50 y^2 + 169.5y - 2949.3$$

$$y = 6.17$$

Moment d'inertie

$$I = (b \times y^3) / 3 + 15 \times [A (d-y)^2]$$

$$I = (100 \times 6.17^3) / 3 + 15 \times [11.3 (17.4 - 6.17)^2]$$

$$I = 29205.63 \text{cm}^4$$

Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{33990 \times 6.17}{29205.63} = 7.18 \text{MPa} \leq 18 \text{MPa.} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d-y) = \frac{15 \times 33990}{29205.63} (17.4 - 6.17) = 196.04 \text{MPa} \leq 215.55 \text{MPa.} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5.1.5 Sens yy

5.1.5.1 En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{25330}{100 \times 15.9^2 \times 17} = 0.059 < 0.372.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.076$$

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

$$A_{cal} = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25330}{0,97 \times 15,9 \times 435} = 3,77 \text{ cm}^2.$$

Choix 5T14=9,24cm² avec e=20cm/ml

5.1.5.1.1 Vérification à l'ELU

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

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,4}{500} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{cal} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Espacement des barres

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

- **Armatures principales**

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

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

$$S_t = 20\text{cm} \leq 25\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5.1.5.1.2 Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (Art A.4.5.2/BAEL91)

On doit vérifier

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

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

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPA}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 500; 110 \cdot \sqrt{1,6 \times 2,4}\right) = \min(333,3; 215,55)$$

$$\bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPA.}$$

5.1.5.1.3 Calcul de position de l'axe neutre

$$(b/2) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 y_l^2 + 115,5 y_l - 1836,45$$

$$y=5.01 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = (b \times y^3) / 3 + 15 \times [A (d-y)^2]$$

$$I = (100 \times 5.01^3) / 3 + 15 \times [7.70 (15.9 - 5.01)^2]$$

$$I = 17889.10 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{18160 \times 5.01}{17889.10} = 5.08 \text{ MPA} \leq 18 \text{ MPA.} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d-y) = \frac{15 \times 18160}{17889.10} (15.9 - 5.01) = 165.82 \text{ MPA} \leq 215.55 \text{ MPA} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5.1.5.2 En appuis

$$\mu = \frac{M \alpha}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{47160}{100 \times 15.9^2 \times 17} = 0.109 < 0.372.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.145$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.94$$

$$A_{cal} = \frac{M t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25330}{0.96 \times 15.9 \times 435} = 7.25 \text{ cm}^2.$$

Choix 5T14 = 7.70 cm² avec e = 20 cm/ml

$$5T14 - 5T12 = 2.05 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Choix $\begin{cases} 5T12(\text{armature principale}) \\ 5T12(\text{armature de montage}) \end{cases}$ Avec e = 20 cm/ml

5.1.5.2.1 Vérification à l'ELU

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

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{500} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{cal}$ Condition vérifiée.

Espacement des barres

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

- **Armatures principales**

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

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

$$S_t = 20\text{cm} \leq 25\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5.1.5.2.2 Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

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

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

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times 30 = 18\text{MPa}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 500; 110 \cdot \sqrt{1.6 \times 2.4}\right) = \min(333.3; 215.55)$$

$$\bar{\sigma}_s = 215.55\text{MPa}$$

5.1.5.2.3 Calcul de position de l'axe neutre

$$(b/2) \times y^2 - 15 \times A_s \times (d-y) = 50 y^2 + 169.5y - 2745.9$$

$$y = 5.90\text{cm}$$

Moment d'inertie

$$I = (b \times y^3) / 3 + 15 \times [A (d-y)^2]$$

$$I = (100 \times 5.90^3) / 3 + 15 \times [11.3 (16.2 - 5.90)^2]$$

$$I = 24852.61\text{cm}^4$$

Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{33850 \times 5.9}{24852.61} = 8.04\text{MPa} \leq 18\text{MPa.} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d-y) = \frac{15 \times 33850}{24852.61} (16.2 - 5.9) = 210.43\text{MPa} \leq 215.55\text{MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5.1.5.2.4 Vérification des contraintes de cisaillement

Le panneau le plus sollicité [Figure 2-2]

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d}$$

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 0.027 \text{MPa}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 0.011 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \max(T_x^u, T_y^u) = 0.027 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{1}{\gamma_b} 0.07 \times f_{c28} = 1.4 \text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de reprise de bétonnage, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Tableau 5-1 : Le ferrailage de la dalle.

Etage	Sens	Moment(KN.m)	A (cm ²)	Choix	Espacement (cm)
Sous-sol	X	31.75	$A_t=7.70$	5T14	20
		47.29	$A_a=11.3$	5T12+5T12 (montage)	20
	Y	25.33	$A_t=7.70$	5T14	20
		47.16	$A_a=11.3$	5T12+5T12 (montage)	20
RDC	X	41.45	$A_t=5.5$	7T14	15
		68.63	$A_a=15.84$	7T12+7T12 (montage)	15
	Y	46.49	$A_t=6.2$	7T14	15
		65.78	$A_a=15.84$	7T12+7T12 (montage)	15

Etage courant	X	27.83	$A_t=7.7$	5T14	20
		47.21	$A_a=11.3$	5T12+5T12 (montage)	20
	Y	20.33	$A_t=7.7$	5T14	20
		44.39	$A_a=11.3$	5T12+5T12 (montage)	20
Terrasse	X	38.03	$A_t=12.32$	8T14	12.5
		69.81	$A_a=18.1$	8T12+8T12 (montage)	12.5
	Y	27.66	$A_t=12.32$	8T14	12.5
		59.75	$A_a=18.1$	8T12+8T12 (montage)	12.5

Remarque

En a des zones de renfort dans la nappe supérieur et inférieur dans certain étage comme il est indiquées dans la figure suivant.

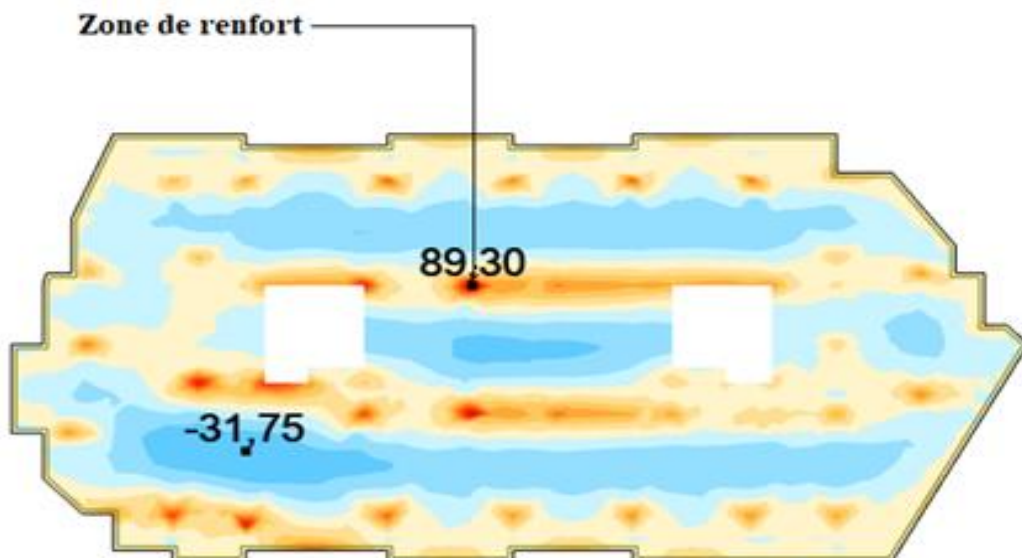


Figure 5-1 : Zone de renfort au niveau du sous-sol.

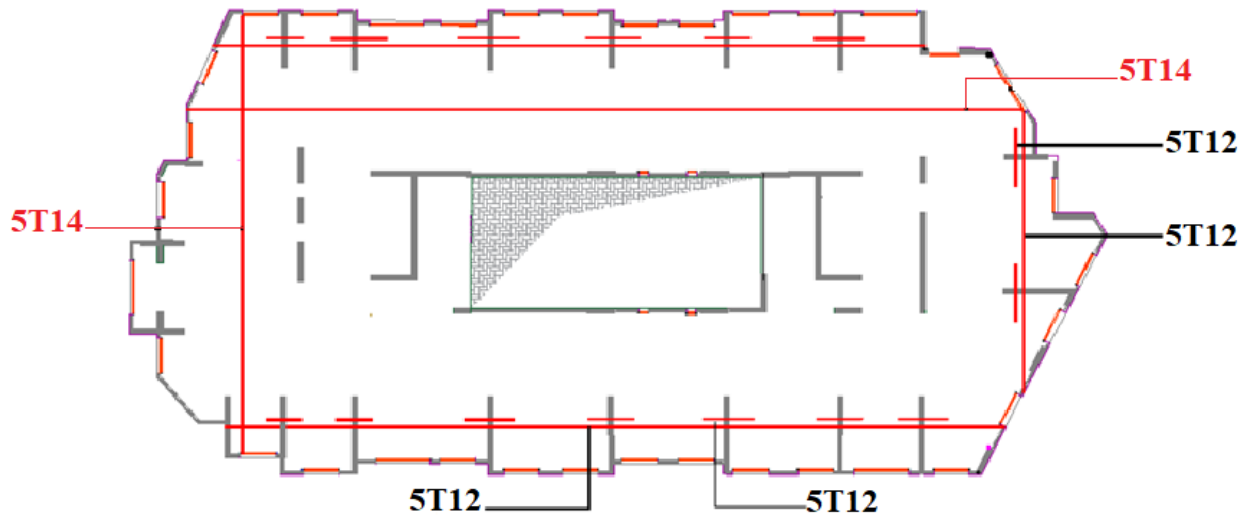


Figure 5-2 : Ferrailage nappe supérieur et inférieur.

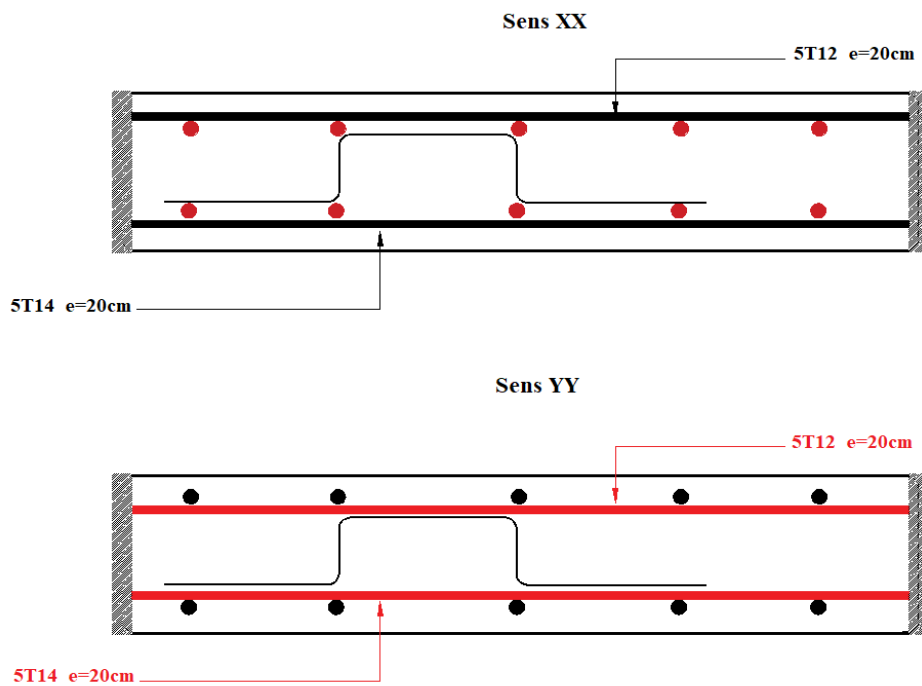


Figure 5-3 : Coupes transversales de ferrailage de la dalle de Sous-Sol.

5.2 Etude des voiles

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Face à ses sollicitations nous prévoyons des

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.

5.2.1 Voile de contreventement

Le calcul se fera selon la longueur et la hauteur d'étage, vu que nous avons la possibilité d'avoir le même ferrailage pour un certain nombre d'étages, nous allons diviser la structure en 5 niveaux

- ✓ Niveau 1 : Etage (2sous-sol, RDC, mezzanine) voile 40.
- ✓ Niveau 2 : Etage (1, 2, 3,4) voile 35.
- ✓ Niveau 3 : Etage (5, 6, 7,8) voile 30.
- ✓ Niveau 4 : Etage (9, 10, 11,12) voile 25.
- ✓ Niveau 5 : Etage (13, 14, 15,16) voile 20.

Méthode de calcul

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant en appliquant suivant :

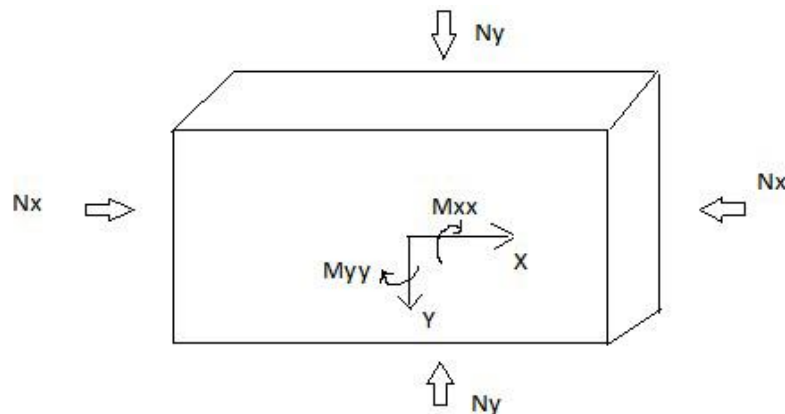


Figure5-4 : Sollicitations de calcul d'un voile.

Les étapes de calcul

Les valeurs des efforts internes

Moment fléchissant, effort normal, effort tranchant sont tirées du logiciel ROBOT.

N : Effort normal.

M : Moment dans le voile.

L : Longueur.

E : Epaisseur du voile.

5.2.2 Exemple de calcul

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (ROBOT) ; les sollicitations maximales sont consignées dans le tableau suivant

Tableau 5-2 : Les sollicitations de calcul yy.

Sollicitation		Etat limite ultime	Situation accidentelle
Cas 1	N_{xx}^{max}	361.43	1375.64
	M_{yy}^{corr}	22.23	51.58
Cas 2	N_{xx}^{min}	-1210.08	-1661.61
	M_{yy}^{corr}	-12.71	-41.44
Cas 3	M_{yy}^{max}	186.75	227.74
	N_{xx}^{corr}	172.53	170.90

Tableau 5-3 : Les sollicitations de calcul xx.

Sollicitation		Etat limite ultime	Situation accidentelle
Cas 1	N_{yy}^{max}	-880.40	2182.49
	M_{xx}^{corr}	11.89	27.71
Cas 2	N_{yy}^{min}	-5594.30	-5967.64
	M_{xx}^{corr}	-122.35	-63.24
Cas 3	M_{xx}^{max}	98.68	111.96
	N_{yy}^{corr}	-2097.85	-105.50

Situation accidentelle

Sens xx

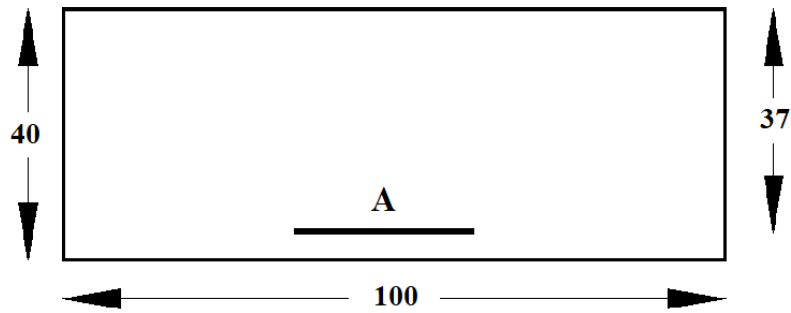


Figure 5-5 : Section de calcul.

On a

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \\ c = 3 \text{ cm} \\ d = 37 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Et } \begin{cases} N_y = 2182.49 \text{ KN} \\ M_x = 27.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Position du point d'application l'effort normal N

$$e_0 = \frac{M_x}{N_y} = \frac{27.71 \times 10^2}{2182.49} = 1.3 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Donc l'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 27.71 + 2182.49 \times \left(0.37 - \frac{0.4}{2}\right)$$

$$M_1 = 398.73 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.03) \times 17 \times 1000 \times 1 \times 0.4$$

$$(1) = 751.400 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2182.49 \times (0.37 - 0.03) - 398.73$$

$$(2)=343.32\text{KN.m}$$

Résultats

$$(1)=751.400 > (2)=343.32 \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (S.P.C)}$$

Remarque

Le calcul des armatures se fait en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1 .

Calcul des armatures en flexion simple

5.2.3 Calcul des armatures en flexion simple

- Vérification de l'existence des armatures comprimée

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{398730}{17 \times 100 \times 37^2} = 0.171.$$

$$\mu = 0.171 < \mu_L = 0.372 \rightarrow A' \text{ n'existe pas donc } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_b = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1} = 500\text{MPA.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.236.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.90.$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{398730}{500 \times 0.90 \times 37} = 23.94\text{cm}^2.$$

On revient à la flexion composé (Sollicitation réel).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 23.94 - \frac{2182.490}{100 \times 500} = 23.50\text{cm}^2.$$

Les armatures minimales RPA (Article 7.7.4.3).

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 100 \times 40 = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min})$$

$$A = 23.50\text{cm}^2.$$

Choix des armatures

$$10T20 = 31.41 \text{ cm}^2 \text{ Avec } e = 10 \text{ cm.}$$

Sens yy

$$\text{On a } \begin{cases} N_y = 1375.64 \text{ KN} \\ M_x = 51.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Et } \begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \\ c = 3 \text{ cm} \\ d = 37 \text{ cm} \end{cases}$$

Position du point d'application l'effort normal N

$$e_0 = \frac{M_x}{N_y} = \frac{51.58}{1375.64} = 0.04 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$$

Donc : l'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h = N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées

$$M_1 = M_Y + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 51.58 + 1375.64 \times \left(0.37 - \frac{0.4}{2}\right)$$

$$M_1 = 285.43 \text{ KN.m}$$

Remarque

Le calcul en ramène en flexion simple avec un moment fictif M_1

5.2.4 Calcul des armatures en flexion simple

Vérification de l'existence des armatures comprimée

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{285430}{17 \times 100 \times 37^2} = 0.122$$

$$\mu = 0.122 < \mu_L = 0.372 \rightarrow A' \text{ n'existe pas donc } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\sigma_b = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPA.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.164.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.93$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{285430}{500 \times 0.93 \times 37} = 16.59.$$

On revient à la flexion composée (Sollicitation réel).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 16.60 - \frac{1375.640}{100 \times 500} = 16.31 \text{ cm}^2.$$

Les armatures minimales **RPA (Article 7.7.4.3)**.

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 100 \times 40 = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min})$$

$$A = 16.31 \text{ cm}^2.$$

Choix 10T16 = 20.11 cm² Avec e = 10 cm.

L'espacement minimal des barres verticales et horizontales (**selon le RPA99/2003**)

$$S \leq \min(1.5a; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}.$$

$$S \leq \min(1.5 \times 10; 30 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}.$$

Alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que $S \leq 30$

Donc, on adoptera un espacement $S = 10 \text{ cm}$.

5.2.5 Vérification de la contrainte de cisaillement

Nous devons vérifier

➤ Selon le RPA

$$\tau = \frac{T}{b \times d} < \bar{\tau} = 0.2f_{c28}$$

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{544150}{1000 \times 370} = 1.47 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 30 = 6 \text{ MPA}.$$

➤ Selon le BAEL

$$\tau = \frac{T}{b \times d} < \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min(3; 4) = 3\text{MPa}$$

$\tau = 1.47 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 6\text{MPa}$. → Condition vérifiée.

Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures verticales doivent reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit **4HA8**.

Tableau 5-4 : Ferrailage de voile 40.

	Choix	A _{dopté} (cm ²)	Espacement (cm)
A _{verticales}	10T20	31.41	10
A _{horizontales}	10T16	20.11	10

5.2.6 Résumé du calcul de ferrailage des voiles

Nous allons chercher l'effort normal maximal, minimal et le moment maximal avec les sollicitations qui y correspondent à l'ELU, l'ELS et ACC. On fait le même calcul pour chaque combinaison puis on choisit le cas le plus défavorable pour ferrailer notre voile. Les choix d'armatures figurent dans le tableau suivant pour chaque section de voile d'après le ROBOT EXPERT

Tableau 5-5 : Ferrailage des voiles.

Voile	Armatures verticales			Armatures horizontales		
	Choix	Adopté (cm ²)	Espacement (cm)	Choix	Adopté (cm ²)	Espacement (cm)
40	10T20	31.41	10	10T16	20.11	10
35	8T20	25.13	12.5	10T16	20.11	10
30	7T20	21.9	15	8T16	16.08	12.5
25	10T16	20.11	16	10T14	15.39	10
20	10T16	20.11	10	10T12	11.31	10

5.2.7 Dessin de ferrailage

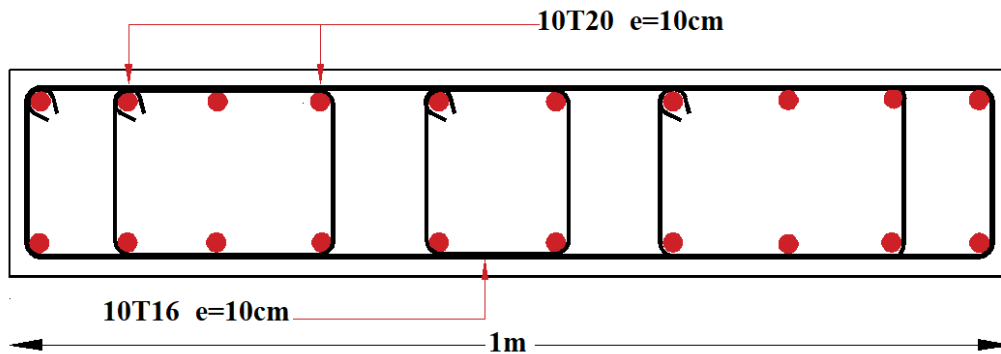


Figure 5-6 : Dessin de ferrailage de voile40.

5.3 Poutre d'extrémité

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

5.3.1 Calcul du ferrailage

Tableau 5-6 : Les sollicitations.

Cas	Sollicitations	Moment	Effort tranchant
ELU	M_{tu}	134.38	282.51
	M_{au}	-136.07	-113.17
ELS	M_{ts}	96.87	203.61
	M_{as}	96.71	-80.66

$$\begin{cases} h = 60cm \\ b = 40cm \end{cases}$$

5.3.1.1 En travée

ELU

$$\mu = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{134380}{40 \times 54^2 \times 17} = 0.067$$

$$\mu = 0.067 < \mu_L = 0.372. \rightarrow A' \text{ n'existe pas donc } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.088$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0.088 = 0.96$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPA.}$$

$$A_{cal} = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 5.96 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 40 \times 54 \times \frac{2.4}{500} = 2.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{rpa} = 0.005bd = 0.005 \times 40 \times 54 = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{rpa}) = \max(5.96; 2.38; 10.8) \text{ cm}^2 \rightarrow A = 10.8 \text{ cm}^2$$

Choix 8T16=16.08cm² avec e=10cm

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

On doit vérifier

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

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

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPA}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 500; 110 \cdot \sqrt{1.6 \times 2.4}\right) = \min(333.3; 215.55)$$

$$\bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPA}$$

Calcul de position de l'axe neutre

$$(b/2) \times y^2 - 15 \times A_s \times (d - y) = 20y^2 + 184.8y - 9979.2$$

$$y = 20.19 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = (b \times y^3) / 3 + 15 \times [A (d - y)^2]$$

$$I = (40 \times 20.19^3) / 3 + 15 \times 16.08 (54 - 20.19)^2]$$

$$I = 385455.24 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{96870 \times 20.19}{385455.24} = 5.07 \text{ MPA} \leq 18 \text{ MPA.} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 96870}{385455.24} (54 - 20.19) = 127.45 \text{ MPA} \leq 215.55 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5.3.1.2 En appui

ELU

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{136070}{40 \times 54^2 \times 17} = 0.068 < 0.372.$$

Pivot A, donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.089$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.089 = 0.96$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPA.}$$

$$A_{cal} = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{136070}{0.96 \times 54 \times 435} = 6.03 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 54 \times \frac{2.4}{500} = 2.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{rpa} = 0.005bd = 0.005 \times 40 \times 54 = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{rpa}) = \max(6.03; 2.38; 10.8) \text{ cm}^2 \rightarrow A = 10.8 \text{ cm}^2$$

Choix 4T16+4T12 (armatures de montages)

$$\begin{cases} \mathbf{4T16} \\ \mathbf{4T12} \end{cases} = 12.56 \text{ cm}^2 \text{ Avec } e = 10 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

On doit vérifier

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

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

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times ft28} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 500; 110 \cdot \sqrt{1.6 \times 2.4} \right) = \min (333.3; 215.55)$$

$$\bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPA}$$

Calcul de position de l'axe neutre

$$(b/2) \times y^2 - 15 \times A_s \times (d-y) = 20y^2 + 188.4y - 10173.6$$

$$y = 18.33 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = (b \times y^3) / 3 + 15 \times [A (d-y)^2]$$

$$I = (40 \times 18.33^3) / 3 + 15 \times 12.56 (54 - 18.33)^2$$

$$I = 321826.217 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{96870 \times 18.33}{321826.217} = 5.51 \text{ MPA} \leq 18 \text{ MPA.} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d-y) = \frac{15 \times 96870}{321826.217} (54 - 18.33) = 161.05 \text{ MPA} \leq 215.55 \text{ MPA} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5.3.1.3 Ferrailage transversal

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants

Selon le CBA 93

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_{lmax}; b/10) = \min (17.14; 16; 40) = 16 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 16 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$. (Cadre Ø8 + épingle).

Calcul de l'espacement

Selon le B.A.E.L 91

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 500}{0,4 \times 40} = 62,81 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b[\tau_{ur} - (0,3 \cdot k \cdot f_{tj})]} = 22,54 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon RPA99/V2003

En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l) \rightarrow$ soit $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t' \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ soit $S_t' = 15 \text{ cm}$

5.3.2 Vérification de l'effort tranchant

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

$$\tau = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = \min(3; 4) = 3 \text{ MPA} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPA}$$

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{282510}{400 \times 540} = 1,13 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

5.3.3 Dessin de ferrailage

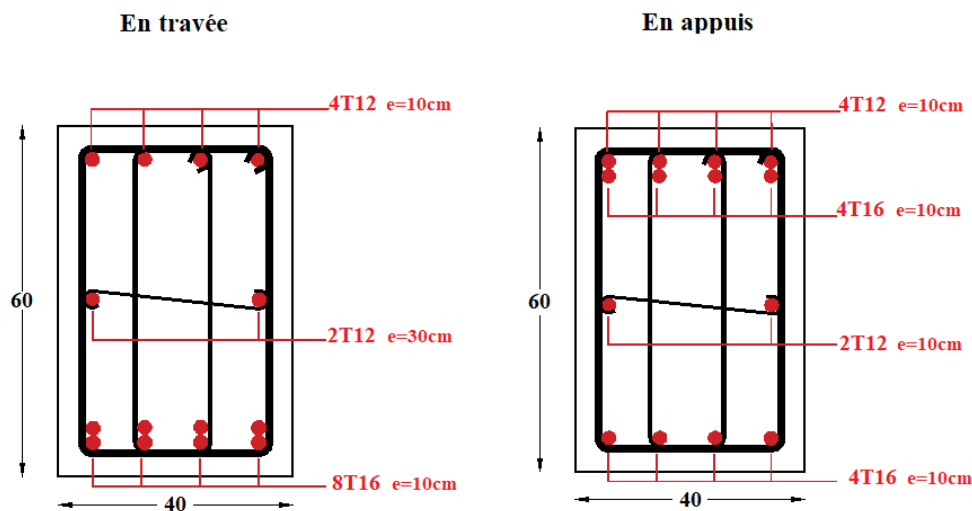


Figure 5-7 : Coupe longitudinale de Ferrailage.

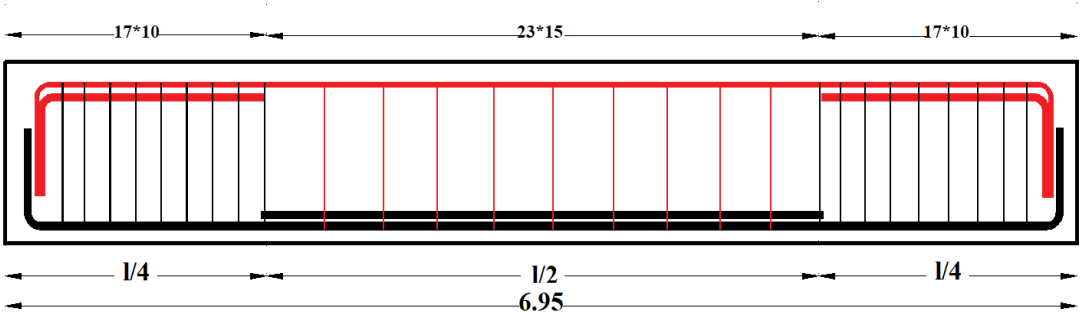


Figure 5-8 : Coupe transversale de ferrailage.

CHAPITRE 6 : INFRASTRUCTURE.

6 Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

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

- ✓ Semelle filante.
- ✓ Radier général.
- ✓ Fondation profond.

6.1 Facteurs de choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La nature est le poids de la superstructure.
- ✓ Le chevauchement des semelles.

6.2 Choix du type de fondation

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 3.5bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de 955.05 m^2 , ainsi que le poids de la structure $W = 215452,2170 \text{ KN}$, il y'a lieu de projeter à priori des fondations superficielles de type

Semelle filante.

Radier évidé.

Radier général.

Nous nous intéressons aux semelles filantes, pour ce cas il faudrait vérifier que la surface des semelles soit inférieure à 50% de celle du bâtiment

$$\frac{S_s}{S_B} \geq 50\% .$$

Avec

S_s : Surface des semelles.

S_B : Surface du bâtiment.

La surface des semelles est obtenue par la formule

$$\frac{N}{S_s} \geq \overline{\sigma_{sol}} \quad \xrightarrow{\text{Donc}} \quad S_s \leq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec

N_{ser} : Effort normal dû aux charges verticales.

$$N_{ser} = G + Q$$

On a : $N = 288302.73 \text{ KN}$ (donnée par le robot).

$$\overline{\sigma_{sol}} = 3.5 \text{ MPA}$$

$$S_s \leq \frac{288302.73}{350} = 823.72 \text{ m}^2$$

Vérification

$$\frac{S_s}{S_B} = \frac{823.72}{955.05} = 0.86 > 0.5 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50% de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces derniers. Donc nous sommes amenées à envisager un radier général comme fondation.

6.3 Etude du radier

Le radier est utilisé pour les structures de grande taille ou de charges importantes. 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.

Le radier général présente plusieurs avantages qui sont

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ Néglige l'hétérogénéité du sol.
- ✓ La facilité de son exécution.

6.4 Pré dimensionnement

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposer infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes

- ✓ Condition de rigidité.
- ✓ Condition forfaitaire.
- ✓ Condition de non cisaillement.
- ✓ Condition de non poinçonnement.

6.4.1 Condition de rigidité

$$\text{Radier rigide} \Rightarrow L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi} \quad \text{Et} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

L_e : La longueur élastique.

L_{max} : Longueur du panneau le plus sollicité = 8.28m.

b : Largeur du panneau le plus sollicité.

E : Module de Yong = $3,2 \cdot 10^6$ MPA.

I : Moment d'inertie du radier $I = \frac{bh^3}{12}$.

K : Coefficient d'élasticité du sol.

h_r : Hauteur du radier.

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48k \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}} \rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 8.28^4}{3.2 \times 10^7 \times 3.14^4}} \rightarrow h_r \geq 1.42m$$

$$h_r \geq 1.42 m.$$

6.4.2 Condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{8.28}{8} \leq h \leq \frac{8.28}{5} \xrightarrow{\text{Donc}} h = 1.04 \leq h \leq 1.66 m.$$

On prend $h=1.6m$

6.4.3 Condition de non cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.15 \times f_{t28}}{\gamma_b}; 4MPA \right) = 3MPA$$

On a $\tau_u = 2.33MPA$ (donner par le robot).

$$\tau_u = 2.33MPA \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D'après le **BAEL 91** Pour le panneau le plus sollicité

$$\begin{cases} L_x = 6.5m \\ L_y = 8.28m \end{cases}$$

Nous devons vérifier

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{6.5}{8.28} = 0.78$$

$$0.40 \leq 0.78 \leq 1 \rightarrow \text{la dalle porte dans les deux sens.}$$

6.4.4 Condition de non poinçonnement

$$N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{t28}}{\gamma_b}$$

N_U : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier (ELU).

U_c : Périmètre cisailé dans le plan moyen du radier.

$$N_U = 10673.85KN \text{ localisé au voile } (0.4 \times 2.5)$$

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

$$U_c = 2(a + b + 2h) = 2(0.4 + 2.5 + 2 \times 1.6) = 12.2$$

$$N_U \leq 0.045 \times 12.2 \times 1.6 \times \frac{30 \times 10^3}{1.5} = 17568 \text{KN.}$$

Pour satisfaire aux 04 conditions on opte pour une hauteur de 1.6m.

6.5 Caractéristiques du radier

$$\begin{cases} S = 1067.44 \text{m}^2 \\ h_r = 1.6 \text{m} \end{cases}$$

Poids propre

$$Gr = \gamma_b \times h \times S = 25 \times 1.6 \times 1067.44 = 42697.6 \text{KN}$$

6.6 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.

$$\sigma_{sol} = 3.5 \text{MPa.}$$

$$1.5 \sigma_{sol} = 5.25 \text{MPa.}$$

6.6.1 ELU

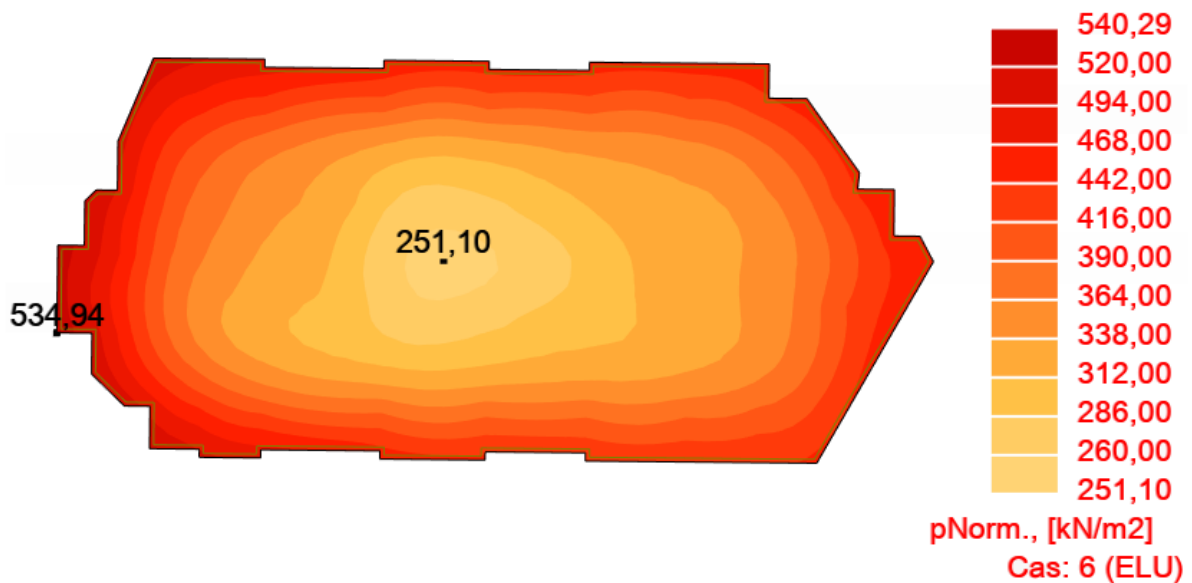


Figure 6-1 : Contrainte à l'ELU.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 5.34 + 2.51}{4} = 4.63 \text{MPa} < 5.25 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.6.2 ELS

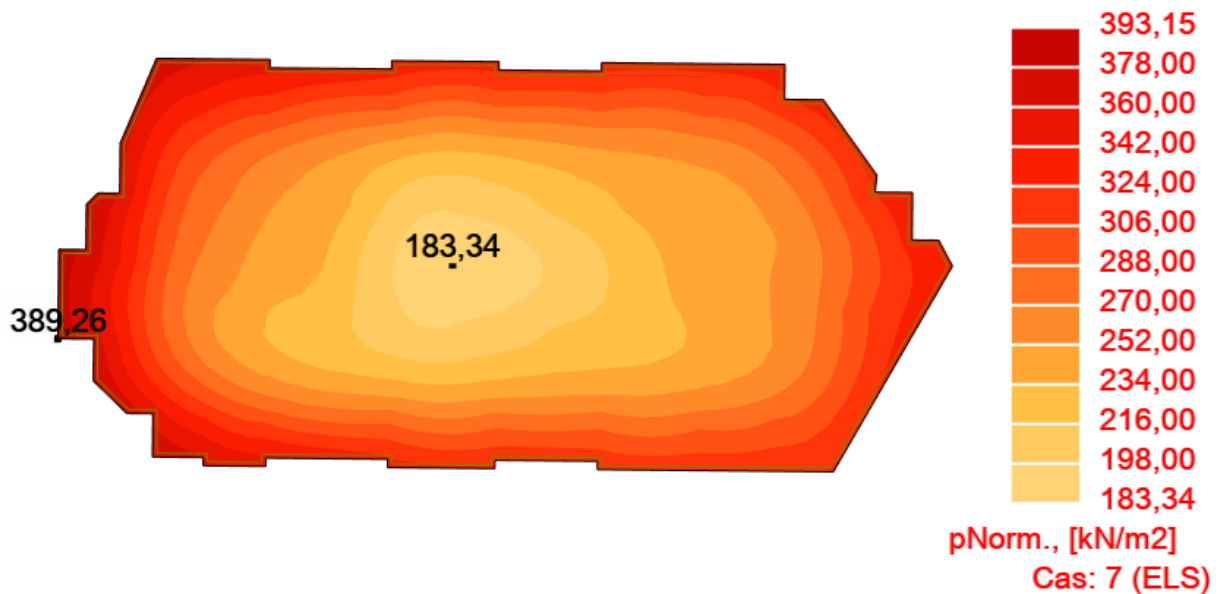


Figure 6-2 : Contraintes à l'ELS.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 3.89 + 1.83}{4} = 3.38 \text{MPa} < 5.25 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.7 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.

$$1.5 \times S \times \gamma \times Z = 1.5 \times 1067.44 \times 10 \times 9.74 = 166349.85 \text{KN}$$

$$P = 215452,2170 \text{KN} > 166349.85 \text{KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.8 Calcul du ferrailage du radier

Le calcul se fera en flexion simple.

Sollicitations de calcul

Sollicitations de calcul ($M < 0$ tend les fibres inférieure).

Le sens X

Tableau 6-1 : Récapitulatif moments M_{xx} .

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-1928.25	1502.27	-1400.02	1091.93	-791.52	1360.11

Le sens Y

Tableau 6-2 : Récapitulatif moments M_{yy} .

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-1203.46	2018.90	-872.33	1466.30	-456.02	1782..33

Calcul des armatures

$$\begin{cases} b = 100\text{cm.} \\ h = 160\text{cm.} \end{cases}$$

Calcul de ferrailages

Exemple de calcul selon XX

En appuis

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1928250}{100 \times 144^2 \times 17} = 0.054 < 0,372.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,070$$

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

$$A_{cal} = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1928250}{0,97 \times 144 \times 435} = 31,74 \text{ cm}^2.$$

Choix 11T20 = 34,56 cm² avec e = 9 cm/ml.

6.9 Vérification à l'ELU

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 144 \times \frac{2,4}{500} = 15,89 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{cal} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Espacement des barres

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

- **Armatures principales**

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

$$S_t \leq \min(320 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 9 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

6.10 Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

On doit vérifier

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

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

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPA.}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 500 ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \times 2,4}\right) = \min(333,3 ; 215,55)$$

$$\bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPA.}$$

Calcul de position de l'axe neutre

$$(b/2) \times y^2 - 15 \times A_s \times (d-y) = 50 y^2 + 518.4y - 74649.6$$

$$y = 33.80 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = (b \times y^3) / 3 + 15 \times [A (d-y)^2]$$

$$I = (100 \times 33.8^3) / 3 + 15 \times [34.56 (144 - 33.8)^2]$$

$$I = 7582619.403 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1400020 \times 33.8}{7582619.403} = 6.24 \text{ MPA} \leq 18 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d-y) = \frac{15 \times 1400020}{7582619.403} (144 - 33.8) = 305.20 \text{ MPA} \geq 215.55 \text{ MPA} \rightarrow$$

Condition non vérifiée.

On recalculé les armatures à l'ELS

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = 0.003 < 0.372$$

$$K_1 = 37.63 ; \beta_1 = 0.905$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_s} = 49.83 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = 10.02 < 18 \text{ MPA.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Choix **11T25 = 54.00 cm²** avec e=9cm/ml.

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1502270}{100 \times 144^2 \times 17} = 0.043 < 0.372.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.054$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.97$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1502270}{0.97 \times 144 \times 435} = 24.72 \text{ cm}^2.$$

Choix **9T25 = 44.18 cm²** avec e=11cm/ml.

Vérification à l'ELU

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 144 \times \frac{2,4}{500} = 15,89 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{cal} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Espacement des barres

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

- **Armatures principales**

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

$S_t \leq \min(320 ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

$S_t = 11\text{cm} \leq 25\text{cm}$

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

On doit vérifier

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

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

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPA.}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 500; 110 \cdot \sqrt{1,6 \times 2,4}\right) = \min(333,3; 215,55)$$

$$\bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPA.}$$

Calcul de position de l'axe neutre

$$(b/2) \times y^2 - 15 \times A_s \times (d - y) = 50 y^2 + 659,7 y - 94996,8$$

$$y = 37,48 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = (b \times y^3) / 3 + 15 \times [A (d - y)^2]$$

$$I = (100 \times 37.48^3) / 3 + 15 \times [44.18 (144 - 37.48)^2]$$

$$I = 9240294.411 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1091930 \times 37.48}{9240294.411} = 4.43 \text{ MPA} \leq 18 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 1091930}{9240294.411} (144 - 37.48) = 188.81 \text{ MPA} \leq 215.55 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ELU

Tableau 6-3 : Calcul des armatures à l'ELU.

Sens	Moments		$\mu < \mu_L$	α	β	A_{cal}	A (cm^2/ml)	Choix
X	Appuis	1928.25	0.054 < 0.372	0.070	0.97	31.74	54.00	11T25
	Travée	1502.27	0.043 < 0.372	0.054	0.97	24.72	44.18	9T25
Y	Appuis	1203.46	0.034 < 0.372	0.043	0.98	19.60	34.36	7T25
	Travée	2018.90	0.057 < 0.372	0.073	0.97	33.22	58.91	12T25

Condition de non fragilité

$$A_{min} < A_{cal}$$

$$A_{min} = 0.23bd \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 144 \times \frac{2.4}{500} = 15.89 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

ELS

Vérification des contraintes dans l'acier

Nous devons vérifier

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

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

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPA}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 500; 110 \cdot \sqrt{1.6 \times 2.4} \right) = \min (333.3; 215.55)$$

$$\bar{\sigma}_s = 215.55 \text{MPa.}$$

Nous allons utiliser la méthode du tableau

Avec

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad (\beta_1 \text{ Et } K_1) \text{ tiré du tableau.}$$

Tableau 6-4 : Vérification à l'ELS.

Sens	Moments	A	ρ_1	K1	β_1	σ_s	σ_b	Vérification	
X	Appuis	1400.02	54.00	0.375	37.63	0.905	198.94	5.28	c.v
	Travée	1091.93	44.18	0.306	42.47	0.913	187.99	4.45	c.v
Y	Appuis	872.33	34.36	0.218	49.10	0.922	191.22.43	4.03	c.v
	Travée	1466.30	58.91	0.409	36.02	0.902	191.63	5.32	c.v

6.11 Dessin de ferrailage

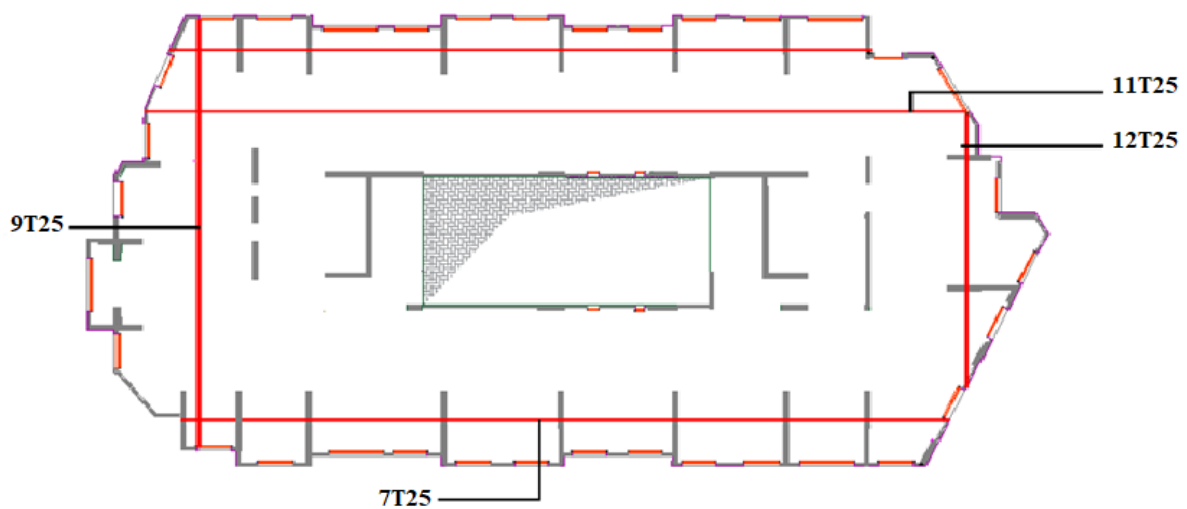


Figure6-3 : Ferrailage de radier.

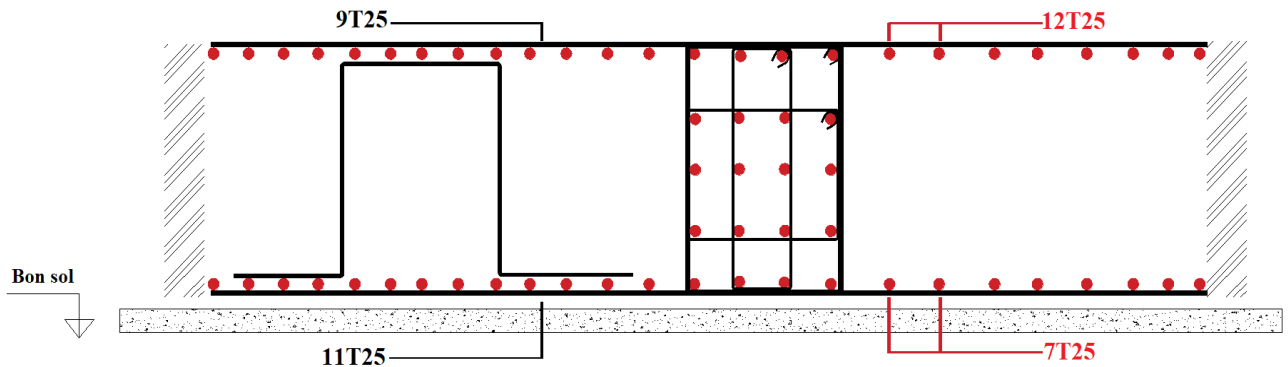


Figure 6-4 : Coupe transversale du ferrailage du radier.

6.12 Voile périphérique

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

On a pris comme exemple ce calcul pour le ferrailage du voile périphérique

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur

γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 15 \text{ KN/m}^3$.

φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$.

γ_b : Masse volumique de Béton = 25 KN/m^3 .

K_a : Coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.33$$

Poussée des terres

$$p = k_a \times \gamma \times \frac{h^2}{2}$$

$$p = 0.33 \times 15 \times \frac{3.74^2}{2}$$

$$p = 34.61 \text{ KN/m}$$

Avec

h : la hauteur de voile.

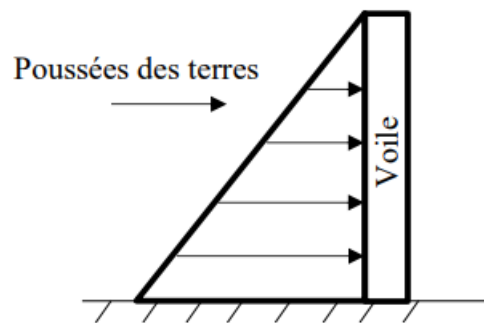


Figure6-5 : Schéma statique du voile périphérique.

6.12.1 Le pré-dimensionnement

D'après le RPA.99, l'épaisseur être supérieur ou égale à 15 cm.

Dans notre structure on a $e=20\text{cm}$.

6.12.2 Combinaisons fondamentales

ELU

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_u = 1.35 \times k_a \times \gamma \times h_e \times 1\text{m} = 1.35 \times 0.33 \times 15 \times h_e \times 1 = 24.99\text{KN.m}$$

$$q_u = 24.99\text{KN.m}$$

ELS

$$q_s = k_a \times \gamma \times h_e \times 1\text{m} = 18.51\text{KN/m}^2.$$

$$q_s = 18.51\text{KN/m}^2.$$

6.12.3 Calcul des sollicitations

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée

$$l_x = 3.74\text{m}$$

$$l_y = 6.95\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{374}{695} = 0.53 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant deux directions.}$$

ELU

$$M_{x_u} = \mu_{x_u} \times q_u \times lx^2$$

$$M_{y_u} = \mu_{y_u} \times M_{x_u}$$

ELS

$$M_{x_{ser}} = \mu_{x_{ser}} \times q_{ser} \times lx^2$$

$$M_{y_{ser}} = \mu_{y_{ser}} \times M_{x_{ser}}$$

Le tableau suivant donne μ_x et μ_y .

Tableau 6-5 : Récapitulatif d'abaque ELU et ELS.

Sens	μ_{ELU}	μ_{ELS}
Sens x-x	0.0922	0.0961
Sens y-y	0.2500	0.3949

Tableau récapitulatif des sollicitations (moments en appuis et en travée).

Tableau 6-6 : Les sollicitations.

Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Combinaisons				
Ma [KN.m]×0.5	16.11	12.44	6.84	4.91
Mt [KN.m]×0.85	27.387	21.148	6.847	8.347

6.12.4 Calcul des ferrillages

Enrobage

La fissuration est considérée comme préjudiciable $a = 2$ cm

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Le choix } \phi 12$$

$$\begin{cases} C_X = a + \frac{\phi}{2} \\ C_Y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_X = 2,6 \text{ cm} \\ C_Y = 3,8 \text{ cm} \end{cases}$$

Les hauteurs utiles

$$d_x = h - c_x = 20 - 2,6 = 17,4 \text{ cm.}$$

$$d_y = h - c_y = 20 - 3,8 = 16,2 \text{ cm.}$$

Remarque

Le ferrailage en appui et en travée est le même, on prendra le moment maximal (moment en travée).

6.12.4.1 Sens x-x

ELU

$$M_{tx_u} = 21,148 \text{ m.}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{tx_u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{21148}{17 \times 100 \times 17,4^2} = 0,053.$$

$$\mu = 0,053 < \mu_l = 0,372. \text{ A' n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPA.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,068.$$

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

Détermination des armatures

$$A = \frac{M_{tx_u}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{21148}{435 \times 0,97 \times 17,4} = 3,74 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Condition de non fragilité [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE500} \rightarrow A_{\min} = 0,0006 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Conditions exigées par le RPA99/V2003

$$A_{\min_{RPA}} = 0,0001 \times 100 \times 20 = 0,2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min_{RPA}}) = 3,74 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Choix des armatures

$$8T12 = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{Avec } e = 12,5 \text{ cm.}$$

6.12.4.1.1 Vérification a l'ELS pour les contraintes dans le béton et dans l'acier

$$M_{tx_{\text{ser}}} = 10,63 \text{ KN.m.}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9.05}{100} = 1.35.$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 17.5 \times 0.84 = 47.24.$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5.65.$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = 24739.59 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I_1} = \frac{21148}{17345.83} = 0.854.$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.854 \times 5.65 = 4.82 \text{ MPA}.$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) = 150.51 \text{ MPA}.$$

Contrainte admissible

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times F_{C28} = 18 \text{ MPA}.$$

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{n \times f_{t28}}\right) = \min(333.333; 215.55 \text{ MPA})$$

$$\sigma_b = 4.82 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 150.51 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à ELU seront maintenues.

6.12.4.2 Sens y-y

ELU

$$M_{ty_u} = 6.847 \text{ KN.m}.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ty_u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6847}{17 \times 100 \times 16.2^2} = 0.015.$$

$$\mu = 0.015 < \mu_1 = 0.372. A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPA}.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.019.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99.$$

Détermination des armatures

$$A = \frac{M_{ty_u}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6847}{435 \times 0.99 \times 16.2} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Condition de non fragilité [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE500} \rightarrow A_{\min} = 0.0006 \times b \times h = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Conditions exigées par le RPA99/V2003

$$A_{\min_{RPA}} = 0,0001 \times 100 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}; A_{min_{RPA}}) = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Choix des armatures

$$8T12 = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{Avec } e = 12.5 \text{ cm.}$$

Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures verticales doivent reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit **4HA8**.

6.12.4.2.1 Vérification a l'ELS pour les contraintes dans le béton et dans l'acier

$$M_{ty_{ser}} = 8.347 \text{ KN.m.}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9.05}{100} = 1.35.$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16.2 \times 1.35 = 43.74.$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5.4.$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = 21082.68 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I_1} = \frac{8347}{21082.68} = 0.396.$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.396 \times 5.4 = 2.13 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) = 64.152 \text{ MPA.}$$

Contrainte admissible

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times F_{c28} = 18 \text{ MPA.}$$

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{n \times f_{t28}}\right) = \min(333.333 ; 215.55 \text{ MPA})$$

$$\sigma_b = 2.13 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 64.152 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

6.12.5 Vérification d'effort tranchant (l'article A.5.2.2 du CBA93)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_u \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1.15$$

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

Selon x

$$V_x = P \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 34.61 \times \frac{3.74}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.53}{2}} = 51.16 \text{KN/m}$$

Selon y

$$V_y = P \times \frac{L_x}{3} = 34.61 \times \frac{3.74}{3} = 30.68 \text{KN/m}$$

Donc

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\tau} = 1.82 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{51.16 \times 1000}{1000 \times 18} = 0.28 \text{MPa} < 1.82 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_u = \frac{30.68 \times 1000}{1000 \times 18} = 0.17 \text{MPa} < 1.82 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau 6-7 : Le choix de ferrailage.

Sens	Choix	A _{dopté} (cm)	Espacement (cm)
x-x	8T12	9.05	12.5
y-y	8T12	9.05	12.5

6.13 Dessin de ferrailage

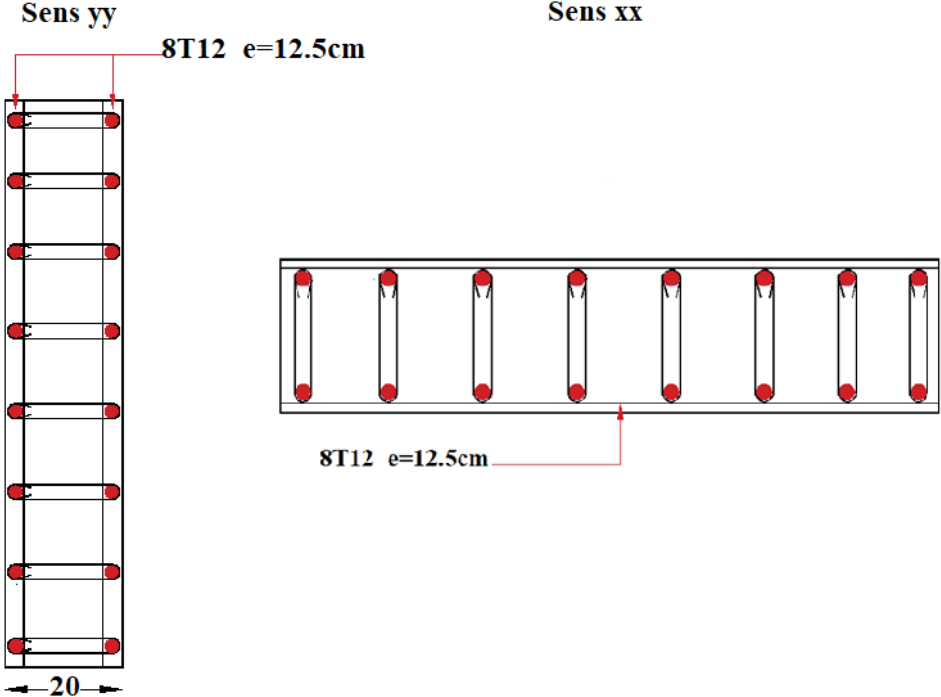


Figure 6-6 : Dessin de ferrailage de voile périphérique.

CHAPITRE 7 : ETUDE TECHNICO-COMMERCIALE.

7 Introduction

Depuis l'indépendance la grande obsession en Algérie est l'élimination de la crise du logement. À cette fin, plusieurs programmes et modèles résidentiels ont été alloués sous la forme de plans annuels quinquennaux, allant jusqu'au préfabriqué des logements pendant les années 80. Et tout cela pour atteindre l'objectif de la réalisation de plus grand nombre possible de logements et satisfaire toutes les demandes croissantes au fil du temps. Et vue l'aggravement de la crise tel que l'augmentation du nombre des demandeurs de logements et les crises financières qui ont frappés le payé, il apparaisse l'obligation de changement radicale des méthodes utilisées dans la réalisation des constructions, par l'organisation des chantiers et l'élaboration des plannings bien précis et les respectés, afin de gagner le facteur du temps est éviter toutes genre de gaspillage des ressources.

Dans cette dernière partie nous allons entamer la partie managériale et économique. Elle consistera à faire étudier trois chapitres

- ✓ Métré (béton ferrailage et coffrage).
- ✓ Planning.
- ✓ Elaboration des devis.

7.1 Métré

Le métré a pour but l'évaluation du coût des ouvrages en partant de leur mesurage. Le métré se fait avant, pendant et après la réalisation de ces ouvrages. Le métré constitue une comptabilité particulière de la construction à la fois des quantités et du coût des ouvrages composants cette construction. Pour notre cas on va faire uniquement le métré du béton des différents éléments qui le compose pour chaque niveau de notre bâtiment sois le béton de propreté, le radier, la dalle, les voiles, les poutres, les escaliers.

7.1.1 Définition de l'avant métré

C'est le détail méthodique et analytique des ouvrages permettant l'établissement du devis quantitatif. Il est réalisé sur une feuille de métré et doit comporter

- La description des ouvrages et de leur mise en œuvre
- Le détail précis des calculs de leurs quantités

-Des croquis (croquis minute) améliorant la compréhension technique

-Des indications dimensionnelles

7.1.2 Feuille de métré

Nous avons vu que les métrés et avant métrés nécessitent de nombreux calculs de surfaces et de volumes des différentes parties de la construction.

Pour éviter les erreurs et pour pouvoir vérifier ces calculs il convient de les présenter d'une façon claire et logique de façon à ce qu'ils puissent être compris et vérifiés par toutes les personnes intéressées.

Il n'y a aucune règle précise régissant la mise en page des calculs de métré.

7.1.3 Exemple de calcul

7.1.3.1 Béton

Pour une poutre

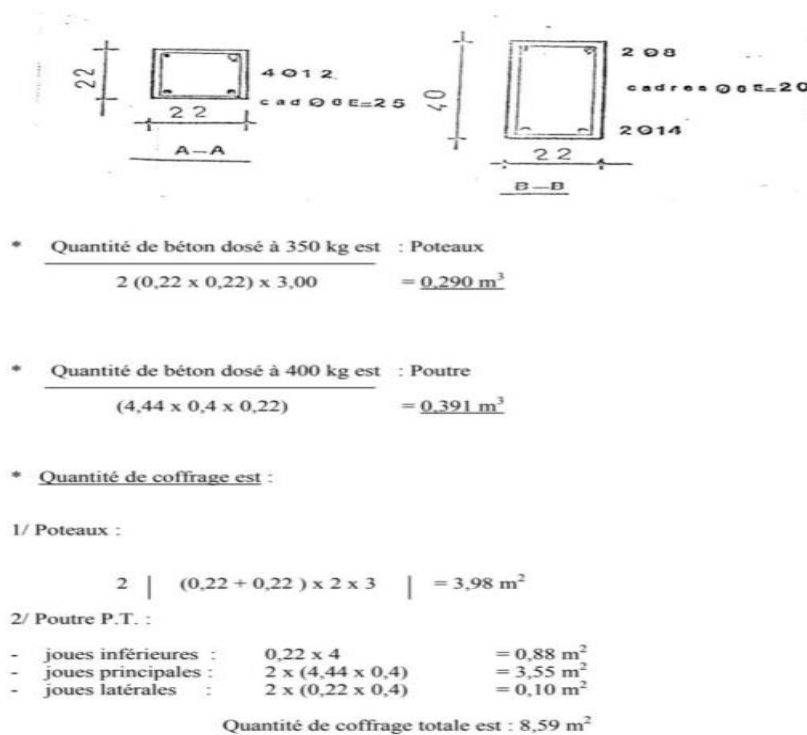


Figure 7-1:Exemple de métré poutre et poteaux.

C'est le volume

$$V=L \times l \times e_p$$

Tableau 7-1 : Métré béton.

Elément	L	l	e_p	Volume
Radier	49,21	24,42	1,6	1922,91
Voile	6,95	4,08	0,4	204,18
Poutre	6,95	0,4	0,6	150

7.1.3.2 Coffrage

7.1.3.2.1 Le coffrage en bâtiment

Le coffrage est une structure temporaire en bois ou en acier dans laquelle on coule le béton afin qu'il prenne la forme désirée et qu'il soit protégé durant le temps de séchage. Une fois le béton consolidé et sa stabilité assurée, le coffrage ou moule est enlevé. Certains coffrages sont utilisés à plusieurs reprises, d'autres ne servent qu'une fois.

7.1.3.2.2 Le coffrage en construction

En construction, le coffrage est une charpente en bois ou en métal utilisée pour consolider ou maintenir la terre en sous-sol et éviter les éboulements ou les affaissements dans les puits, les souterrains, les mines.

7.1.3.2.3 Le coffrage en décoration

Le coffrage est employé dans la décoration essentiellement pour cacher un élément disgracieux comme de la tuyauterie apparente. Il peut être en bois, en contreplaqué, en pierre, en béton, etc. En général, il est recouvert d'un revêtement esthétique comme la peinture.

7.1.3.2.4 Métré de coffrage

C'est la surface

Tableau 7-2 : Métré coffrage.

Elément	L	l	e_p	Surface
Radier	49,21	24,42	1,6	$(L+l) \times e_p \times 2$
Voile	6,95	4,08	0,4	$2h (L+l)$
Poutre	6,95	0,4	0,6	$2h (L+l) + l \times L$

Les résultats pour tous les éléments de notre structure sont récapitulés dans le tableau ci-après

Tableau 7-3: Métré ratio de ferrailage et coffrage.

Éléments	Béton m3	Coffrage m2	Ratio coff	Ferrailage kg	Ratio ferr
Infrastructure					
BP	120,91	/	/	/	/
Radier	1922,73	235,62	0,12	182082,531	94,7
Sous-sol 1					
VP	150,66	756,3	5,02	13973,715	92,75
VC	173,61	871,05	5,02	35447,6898	204,18
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Escalier	2,09	13,03	6,23	309,32	148
Sous-sol 2					
VP	150,66	756,3	5,02	13973,715	92,75
VC	173,61	871,05	5,02	35447,6898	204,18
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Escalier	2,09	13,03	6,23	309,32	148
RDC					
VC	189,39	950,23	5,02	38669,6502	204,18
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Poutre	33,34	222,24	6,67	5001	150
Escalier	2,24	14	6,26	336	150
Mezzanine					
VC	157,83	791,86	5,02	32225,7294	204,18
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Poutre	33,34	222,24	6,67	5001	150
Escalier	1,95	12,1	6,2	286,65	147
Balcon	32,88	239,77	7,29	6510,24	198

Etage 1					
VC	124,29	712,37	5,73	25500,5793	205,17
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Poutre	33,34	222,24	6,67	5001	150
Escalier	1,81	11,16	6,16	253,4	140
Balcon	32,88	239,77	7,29	6510,24	198
Etage 2					
VC	124,29	712,37	5,73	25500,5793	205,17
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Poutre	33,34	222,24	6,67	5001	150
Escalier	1,81	11,16	6,16	253,4	140
Balcon	32,88	239,77	7,29	6510,24	198
Etage 3					
VC	124,29	712,37	5,73	25500,5793	205,17
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Poutre	33,34	222,24	6,67	5001	150
Escalier	1,81	11,16	6,16	253,4	140
Balcon	32,88	239,77	7,29	6510,24	198
Etage 4					
VC	124,29	712,37	5,73	25500,5793	205,17
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Poutre	33,34	222,24	6,67	5001	150
Escalier	1,81	11,16	6,16	253,4	140
Balcon	32,88	239,77	7,29	6510,24	198
Etage 5					
VC	106,53	712,06	6,68	21505,2111	201,87
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14

Poutre	33,34	222,24	6,67	5001	150
Escalier	1,81	11,16	6,16	253,4	140
Balcon	32,88	239,77	7,29	6510,24	198
Etage 6					
VC	106,53	712,06	6,68	21505,2111	201,87
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Poutre	33,34	222,24	6,67	5001	150
Escalier	1,81	11,16	6,16	253,4	140
Balcon	32,88	239,77	7,29	6510,24	198
Etage 7					
VC	106,53	712,06	6,68	21505,2111	201,87
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Poutre	33,34	222,24	6,67	5001	150
Escalier	1,81	11,16	6,16	253,4	140
Balcon	32,88	239,77	7,29	6510,24	198
Etage 8					
VC	106,53	712,06	6,68	21505,2111	201,87
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Poutre	33,34	222,24	6,67	5001	150
Escalier	1,81	11,16	6,16	253,4	140
Balcon	32,88	239,77	7,29	6510,24	198
Etage 9					
VC	88,78	711,76	8,02	20067,8312	226,04
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Poutre	33,34	222,24	6,67	5001	150
Escalier	1,81	11,16	6,16	253,4	140
Balcon	32,88	239,77	7,29	6510,24	198
Etage 10					

VC	88,78	711,76	8,02	20067,8312	226,04
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Poutre	33,34	222,24	6,67	5001	150
Escalier	1,81	11,16	6,16	253,4	140
Balcon	32,88	239,77	7,29	6510,24	198
Etage 11					
VC	88,78	711,76	8,02	20067,8312	226,04
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Poutre	33,34	222,24	6,67	5001	150
Escalier	1,81	11,16	6,16	253,4	140
Balcon	32,88	239,77	7,29	6510,24	198
Etage 12					
VC	88,78	711,76	8,02	20067,8312	226,04
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Poutre	33,34	222,24	6,67	5001	150
Escalier	1,81	11,16	6,16	253,4	140
Balcon	32,88	239,77	7,29	6510,24	198
Etage 13					
VC	71,02	711,45	10,02	17794,061	250,55
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Poutre	33,34	222,24	6,67	5001	150
Escalier	1,81	11,16	6,16	253,4	140
Balcon	32,88	239,77	7,29	6510,24	198
Etage 14					
VC	71,02	711,45	10,02	17794,061	250,55
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Poutre	33,34	222,24	6,67	5001	150

Escalier	1,81	11,16	6,16	253,4	140
Balcon	32,88	239,77	7,29	6510,24	198
Etage 15					
VC	71,02	711,45	10,02	17794,061	250,55
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Poutre	33,34	222,24	6,67	5001	150
Escalier	1,81	11,16	6,16	253,4	140
Balcon	32,88	239,77	7,29	6510,24	198
Etage 16					
VC	71,02	711,45	10,02	17794,061	250,55
DP	194,95	1157,73	5,94	35898,093	184,14
Poutre	33,34	222,24	6,67	5001	150
Acrotère	4,3	42,98	10	494,5	115

7.2 Planning de délit d'exécution

Etablir un planning de délit d'exécution est nécessaire pour une bonne gestion du projet. Il s'agit de faire un plan de travail en considérant les différentes tâches 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.

Nous avons choisi de travailler 6 jours sur 7 à raison de 8h par jour. (Voir le détail du planning à l'annexe).

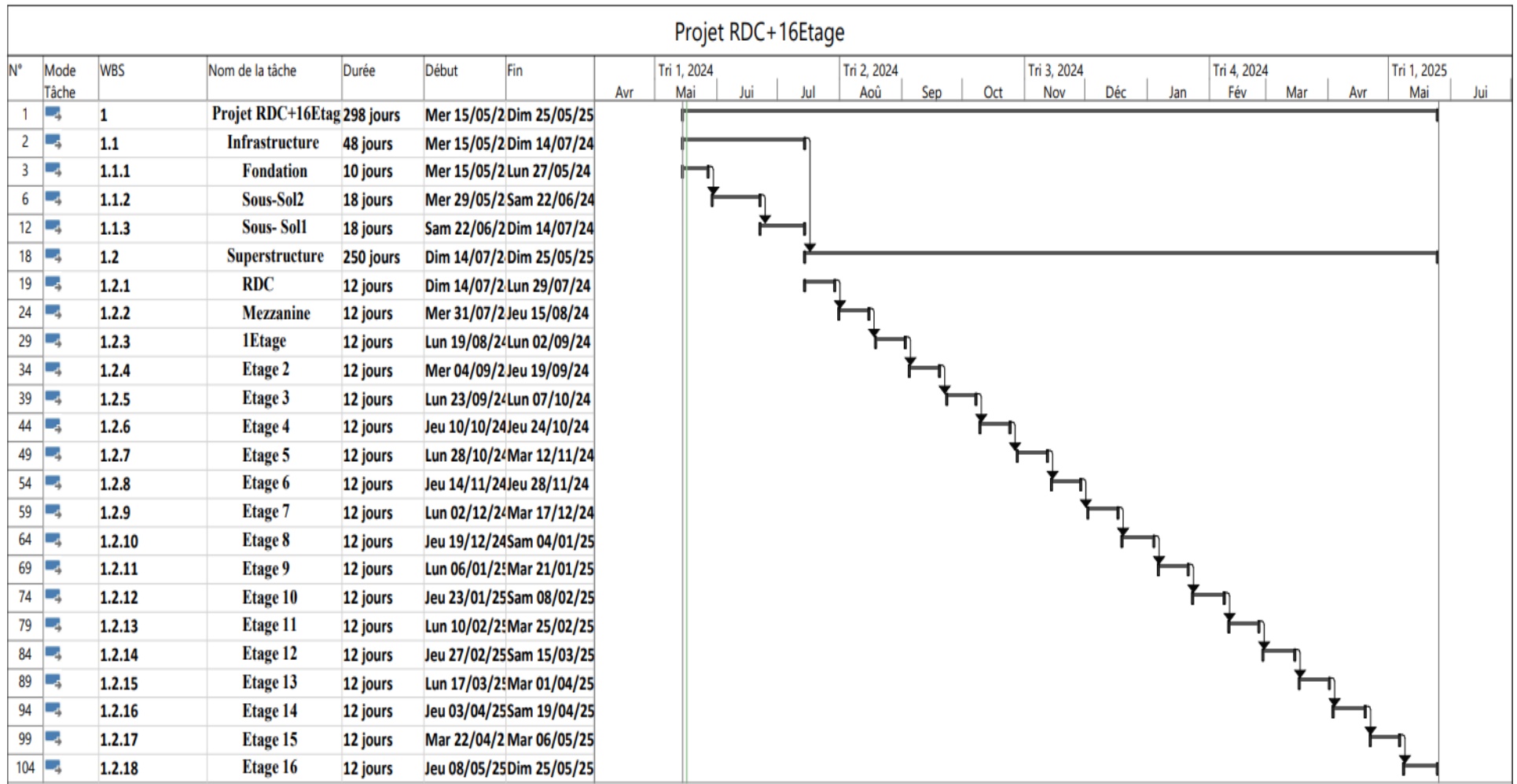


Figure 7-2 : Planning de délit d'exécution.

7.3 Devis

Les devis et marchés en matière de construction sont, dans un sens général, l'ensemble des conventions qui interviennent entre le propriétaire et les constructeurs, pour régler le mode d'exécution d'une construction déterminée. Le devis comprend deux parties.

7.3.1 Le devis descriptif

Qui indique en détail la position et les dimensions générales de la construction, les distributions et les dimensions particulières, la nature, la qualité, la quantité et le mode d'emploi des matériaux, et enfin le mode d'exécution des travaux.

7.3.2 Le devis estimatif

Qui énonce le prix détaillé de tous les matériaux et de la main-d'œuvre, et se termine par un résumé exprimant le prix total de la construction, si elle est faite à forfait. Après avoir établi les plans et devis, le propriétaire et l'architecte dressent le Marché. C'est un acte contenant les clauses et conditions générales, suivant lesquelles le propriétaire et l'entrepreneur qui sera choisi s'engageront, chacun de son côté, à exécuter les travaux conformément aux plans et devis qui demeureront annexés au marché. Les devis et le marché, réunis ensemble, constituent ce qu'on appelle le Cahier des charges. Et se fait en deux étapes : Ilot infrastructure, Ilot superstructure.

7.4 Etude de prix

L'étude de prix a pour but de calculer, les prix de vente unitaires hors taxes des ouvrages élémentaires afin d'en déduire à l'aide du devis quantitatif le montant total ou partiel des travaux hors taxes et toutes taxes comprises. Cette étude comprend les étapes suivantes

- ✓ Recherche des quantités élémentaires de composants.
- ✓ Calcul des déboursés horaires de main d'œuvre.
- ✓ Calcul des coûts hors taxes des matériaux rendus chantiers.
- ✓ Calcul des coûts d'utilisation des matériels de production affectables aux O.E.
- ✓ Calcul des sous-détails de prix en déboursés secs.
- ✓ Recherche du coefficient de vente P.V.H.T/D.S (K) et calcul des P.V.H.T de chaque O.E.
- ✓ Elaboration du devis quantitatif estimatif (D.Q.E).

Nous avons utilisé le logiciel CYPE dont on va détailler la manière de procéder à l'aide d'images.

7.4.1 Prix unitaire

Le calcul du coût unitaire utilise la méthode des coûts. Le coût unitaire, aussi appelé coût de revient ou prix de revient, est obtenu par la division du coût de production total par le nombre total d'unités produites. Pour calculer le coût de production total, il suffit d'additionner les charges directes et indirectes.

Ainsi, la formule du coût unitaire, est la suivante

Coût de production unitaire = Coût de production total / Quantité totale produit.

Il permet notamment de calculer le coût minimal d'un produit donné afin de permettre à l'entreprise de prendre en charge facilement le coût de production. Cette condition est nécessaire pour réaliser un bon chiffre d'affaires et faire en sorte que les finances de l'entreprise soient saines. Le prix unitaire rentre aussi dans la fiche de stock.

Remarque Pour le devis on a utilisé un logiciel de calcul cype

CYPECAD est un logiciel réalisant le calcul et le dimensionnement des structures en béton armé et métalliques, soumises à des actions horizontales et verticales, pour la construction de logements, de bâtiments et de projets de génie civil.

Pour cela ont due passe par des différentes étapes

7.5 Etapes à suivre

7.5.1 Première base de données

Il faut d'abord créer une base de données des prix, pour cela ouvrir le logiciel puis aller à l'onglet CYPEPROJECT.

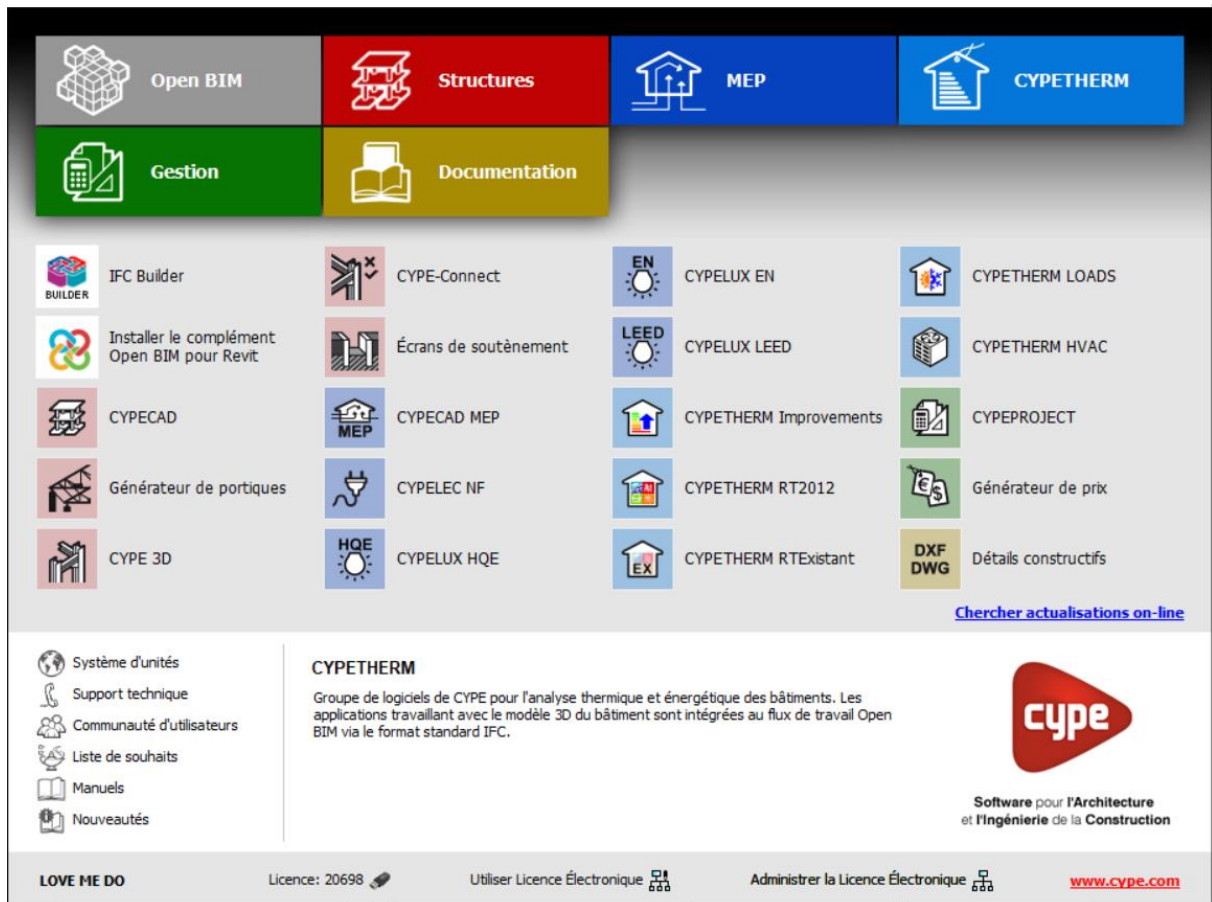


Figure 7-3 : Accueil du logiciel CYPE.

Créer un nouveau projet, nous aurons une fenêtre affichée, il faudra cocher « budget » et accepter.

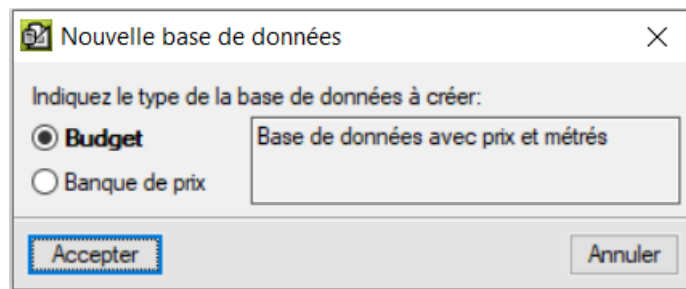


Figure 7-4 : Base de données.

Ici on utilise le générateur de prix et saisit les informations du projet (construction neuve, Algérie)

Chapitre 07 Etude technico-commerciale

Données nouveau budget

Répertoire: C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT 1

Budget: MORTET. Créer répertoire propre

Description: _____

Banque de prix par défaut _____ 2

Utilise le générateur de prix

Générateur de prix | Type de projet | Décimales | Pourcentages | Mode d'édition | Unités d'ouvrage sans décomposition | Données avant signature

Construction neuve | Rénovation | Espaces urbains

Emplacement

<input checked="" type="checkbox"/> France	<input checked="" type="checkbox"/> Maroc	<input checked="" type="checkbox"/> Mali	<input checked="" type="checkbox"/> Algérie	<input checked="" type="checkbox"/> Cameroun
<input checked="" type="checkbox"/> République du Congo	<input checked="" type="checkbox"/> Gabon	<input checked="" type="checkbox"/> Côte d'Ivoire	<input checked="" type="checkbox"/> Sénégal	

Générateur de prix
Générateur de prix de la construction. Comprend des prix décomposés et des informations commerciales sur les produits des fabricants.

Module acquis avec votre licence. Vous pourrez importer directement les parties.
 Module non acquis avec votre licence. Vous pouvez seulement l'utiliser pour consulter des prix et des décompositions.

Enregistrer comme options par défaut

Accepter | Valeurs d'installation | Annuler

Figure 7-5 : Générateurs de prix.

Pour les différents éléments nous allons définir les caractéristiques dont on a besoin.

Pour le type de projet, on coche de « promotion privée »

Données nouveau budget

Répertoire: C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT 1

Budget: MORTET. Créer répertoire propre

Description: _____

Banque de prix par défaut _____ 2

Utilise le générateur de prix

Générateur de prix | Type de projet | Décimales | Pourcentages | Mode d'édition | Unités d'ouvrage sans décomposition | Données avant signature

Type de projet

Pour l'Administration Publique

De promotion privée

Structure de prix pour le contrat d'exécution d'ouvrage

Structure de prix du budget

Structure de prix de vente

↓ Établit le type de structure de prix pour le contrat de travaux pour adapter les présentations de colonnes et définir quel prix doit être utilisé dans les décomptes de l'ouvrage.

Enregistrer comme options par défaut

Accepter | Valeurs d'installation | Annuler

Figure 7-6 : Type de projet.

Pour les décimales, nous allons arrondir à deux chiffres après la virgule.

Répertoire: C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT 1

Budget: SAM,RA Créer répertoire propre

Description: _____

Banque de prix par défaut _____ 2

Utilise le générateur de prix

Générateur de prix | Type de projet | **Décimales** | Pourcentages | Mode d'édition | Unités d'ouvrage sans décomposition | Données avant signature

Décimales mètres/rendements		
Colonne num. unités (DN):	<input checked="" type="checkbox"/> Arrondir	2
Dimensions mètres (DD):	<input checked="" type="checkbox"/> Arrondir	2
Sous-total/Total mètres (DS):	<input checked="" type="checkbox"/> Arrondir	2
Rendement décomposition (DR):	<input checked="" type="checkbox"/> Arrondir	2
Décimales pourcentage de marge: <input checked="" type="checkbox"/> Arrondir 2		

Décimales montants		
Rendement x prix (DI):	<input checked="" type="checkbox"/> Arrondir	2
Mètre x coût (DM):	<input checked="" type="checkbox"/> Arrondir	2

Décimales prix		
Prix de concept (DP):	<input checked="" type="checkbox"/> Arrondir	2
Coût unités d'ouvrage (DC):	<input checked="" type="checkbox"/> Arrondir	8

Enregistrer comme options par défaut

Accepter Valeurs d'installation Annuler

Figure 7-7 : Décimales.

Nous n'allons pas considérer les coûts indirects pour le moment, les pourcentages sont donc pris nuls.

Répertoire: C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT 1

Budget: SAM,RA Créer répertoire propre

Description: _____

Banque de prix par défaut _____ 2

Utilise le générateur de prix

Générateur de prix | Type de projet | Décimales | **Pourcentages** | Mode d'édition | Unités d'ouvrage sans décomposition | Données avant signature

Coûts indirects de budget:	0.00000
Coûts indirects de vente:	0.00000
Coûts indirects d'étude:	0.00000
Frais généraux:	0.00000
Bénéfice industriel:	0.00000
Impôts:	0.00000
Nom de l'impôt:	TVA

Enregistrer comme options par défaut

Accepter Valeurs d'installation Annuler

Figure 7-8 : Pourcentage.

Il faut choisir le lieu d'implantation du projet (Oran pour notre cas).



Figure 7-9 : Emplacement du projet.

Les informations supplémentaires du projet seront renseignées à savoir le nombre d'étages, leur surfaces,...

Emplacement:

L'un des objectifs principaux du Générateur de prix est d'offrir le coût le plus juste possible d'une partie de l'ouvrage. Dans cette fenêtre, vous devrez choisir les paramètres qui se rapprochent le plus des caractéristiques de votre ouvrage. Plus ce choix se rapproche de la réalité de votre ouvrage, plus les prix générés seront proches de ceux du marché.
Toutes les possibilités disponibles pour chaque paramètre possèdent une aide (bouton "?" en haut à droite de la fenêtre) dans laquelle sont indiquées des caractéristiques objectives qui vous permettront de classer correctement votre ouvrage.

Surface de l'intervention	<input type="text" value="1067.44"/> m ²	Nombre de niveaux hors sol	<input type="text" value="18"/>
Surface du niveau type	<input type="text" value="848.60"/> m ²	Nombre de niveaux en sous-sol	<input type="text" value="2"/>

Type de projet

Logement individuel

Maisons en bande

Bâtiment collectif

Autres utilisations

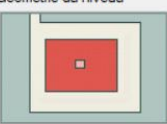
Situation

Mitoyenne

En biseau

Isolée

Géométrie du niveau



Marché

En hausse

Croissance modérée

Croissance soutenue (normale)

Récession modérée

Récession marquée (crise)

Difficulté d'accès

Restreint

Limité

Sans difficulté

Stockage des matériaux et des décombres

Sans espace

Réduit

Limité

Suffisant

Transport des matériaux

Longue distance

Avec plusieurs trajets

Transport manuel

Élévation manuelle

Sans difficulté

Degré d'intervention

Intégrale

Partielle

Ponctuelle

État de conservation du bâtiment

Bon

Moyen

Déficient

Très déficient

En ruine

Difficulté d'exécution

Minimale

Modérée

Élevée

Élevée, avec étaieement général de l'ouvrage

Présence des utilisateurs et du mobilier

Présence permanente des utilisateurs

Présence occasionnelle des utilisateurs

Sans la présence des utilisateurs, avec le mobilier

Sans la présence des utilisateurs, sans le mobilier

Distance à la décharge autorisée km

Coefficients constants et variables dans la décomposition d'une unité d'ouvrage

Dans la décomposition d'une partie d'ouvrage, il existe des coefficients constants et d'autres variables. Le prix de la main d'oeuvre est fixé par convention et ne dépend que de la zone géographique. Dans une même partie, la quantité des matériaux ne dépend d'aucun des coefficients présents dans cette fenêtre. Les autres

Figure 7-10 : Information supplémentaires.

On renseigne ici les données supplémentaires voire les documents à générer et la disposition de l'arbre des différentes étapes.

Génération de l'arbre des chapitres, des sous-chapitres et des paragraphes

Sélectionnez le niveau désiré:

Un niveau (seulement chapitres)

Deux niveaux (chapitres et sous-chapitres)

Trois niveaux (chapitres, sous-chapitres et paragraphes)

Documents à générer

Seulement budget

Budget et Cahier des charges

Évaluation d'entretien décennal

Mémoire graphique des matériaux

Fiches de prévention des risques

Schéma d'organisation et de gestion des déchets

Étude d'impact environnemental

Détails constructifs:

Distribution et évacuation des eaux Systèmes d'isolation

Toitures terrasses Protections collectives

Systèmes d'imperméabilisation

Détail des parties

Les parties sont décrites en détail dans le Cahier des clauses techniques particulières, dans le paragraphe Prescriptions relatives à l'exécution par unité d'ouvrage.

Module acquis avec votre licence. Module non acquis avec votre licence.

Figure 7-11 : Données supplémentaires.

En cliquant sur accepter notre base de données sera créée.

Code	Ca	GD	Unité	Résumé	Quantité	Coût	Montant
SAM_RA					1,00		
P				Interventions préalables	1,00		
PP				Etude des pathologies	1,00		
PPI				Investigations in situ	1,00		
PPX				Essais in situ	1,00		
PPR				Rapports et documents officiels	1,00		
PQ				Travaux archéologiques	1,00		

Figure 7-12 : Base de données.

7.5.2 Deuxième base de données

Nous allons créer encore un nouveau projet mais cette fois-ci on décoche « utilise le générateur de prix »

Figure 7-13 : Données nouveau budget.

Après la création de notre base de données on a importé depuis un format C.S.V qu'on a déjà travaillé sur avec un logiciel Ms Project qui nous a données différentes tache de notre projet y compris la qualité du béton

Code	Ca	GD	Unité	Résumé	Quantité	Coût	Montant
SAM,RA					1,000		
1.1				Infrastructure	1,000		
1.1.1				Fondation	1,000		
1.1.2				Sous-sol 2	1,000		
1.1.3				Sous-sol1	1,000		
1.2				Superstructure	1,000		
1.2.1				RDC	1,000		
1.2.2				Mezzanine	1,000		
1.2.3				R+1	1,000		
1.2.4				R+2	1,000		
1.2.5				R+3	1,000		
1.2.6				R+4	1,000		
1.2.7				R+5	1,000		
1.2.8				R+6	1,000		
1.2.9				R+7	1,000		
1.2.10				R+8	1,000		
1.2.11				R+9	1,000		

Figure 7-14 : Base de données du projet.

Cette étape consiste à déduire les données du logiciel et les faire jumeler avec notre base de données dont on a créé dans la première étape.

Code	Ca GD	Unité	Résumé	Quantité	Coût	Montant
SAM,RA				1,000		
1.1			Infrastructure	1,000		
1.1.1			Fondation	1,000		
1.1.1.1		m3	Bp	120,910		
1.1.1.2		m3	Dalle radier	1.922,730		
1.1.2			Sous-sol 2	1,000		
1.1.2.1		m3	VP	150,660		
1.1.2.2		m3	VC	173,610		
1.1.2.3		m3	dalle	194,950		
1.1.2.4		m3	Escalier	2,090		
1.1.3			Sous-sol1	1,000		
1.2			Superstructure	1,000		
1.2.1			RDC	1,000		
1.2.2			Mezzanine	1,000		
1.2.3			R+1	1,000		

Figure 7-15 : Les éléments structuraux et non structuraux de l'infrastructure.

7.5.2.1 Béton de propreté

On a pris un béton prêt à l'emploi et le coulage à la pompe avec n béton a résistance b16 le granulats 15/22 et la consistance très plastique.

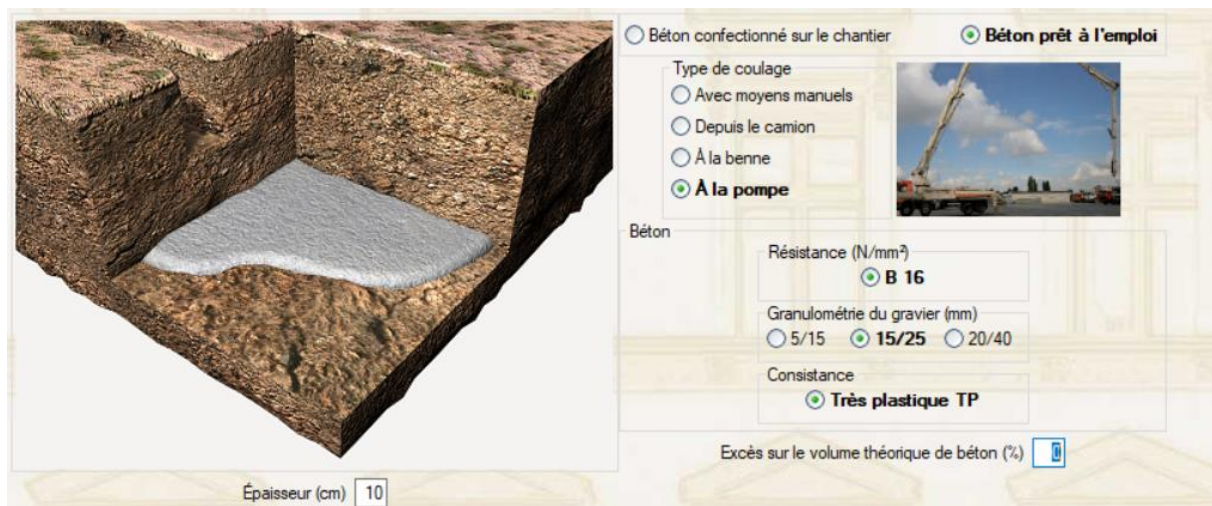


Figure 7-16 : Caractéristique du béton de propreté.

7.5.2.2 Radier



Figure 7-17 : Radier.

<input type="radio"/> Béton confectionné sur le chantier	<input checked="" type="radio"/> Béton prêt à l'emploi				
Type de coulage					
<input type="radio"/> Avec moyens manuels					
<input type="radio"/> À la benne					
<input checked="" type="radio"/> À la pompe					
Type d'environnement					
<input type="radio"/> Sec	<input checked="" type="radio"/> Humide	<input type="radio"/> Marin	<input type="radio"/> Avec risque d'attaque chimique		
Classe d'environnement					
<input checked="" type="radio"/> 2a	<input type="radio"/> 2b ¹	<input type="radio"/> 2b ²	<input type="radio"/> 3		
Résistance (N/mm ²)					
<input type="radio"/> B 20	<input type="radio"/> B 25	<input checked="" type="radio"/> B 30	<input type="radio"/> B 35	<input type="radio"/> B 40	<input type="radio"/> B 45
Granulométrie du gravier (mm)					
<input type="radio"/> 5/15	<input checked="" type="radio"/> 15/25	<input type="radio"/> 20/40			
Consistance					
<input type="radio"/> Fluide FI	<input checked="" type="radio"/> Très plastique TP				
Avec additif hydrofuge					
<input checked="" type="radio"/> Non	<input type="radio"/> Oui				
Excès sur le volume théorique de béton (%) <input type="text" value=""/>					

Figure 7-18 : Béton de radier.


On a extrait la quantité d'acier à partir de l'Excel et on choisit FeE500 et le ferrillage de l'armature et pose en coffrage

Quantité d'acier (kg/m³)

Ferraillage de l'armature et pose

Ferraillage de l'armature et pose en coffrage ou sur site


Ferraillage de l'armature (coupe, façonnage et assemblage des éléments) sur le post ferraillage en chantier et pose en coffrage sur site



Type d'acier

Fe E 500

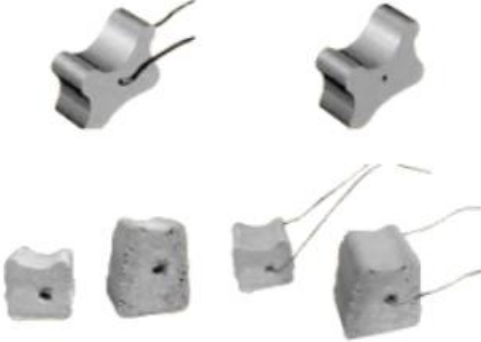
Fe E 400



Épointages et chutes d'acier (%)

Figure 7-19 : Acier.

On a choisi 4 séparateurs sur mètre cube.



Répercussion de séparateurs (nb de séparateurs/m³)

Figure 7-20 : Séparateurs.

Mise en place des tubes pour le passage des installations



Figure 7-21 : Compléments.

On a sélectionné par règle vibrante puis polissage a la lisseuse mécanique.

Finition superficielle

Par règle vibrante

Par règle vibrante puis polissage à la lisseuse mécanique

Par règle vibrante puis polissage à la lisseuse mécanique, avec incorporation d'une couche de roulement par saupoudrage avec des granulats de quartz (rendement 5 kg/m²) et application finale d'un liquide de séchage incolore (rendement 0,15 kg/m²), avec un pulvérisateur

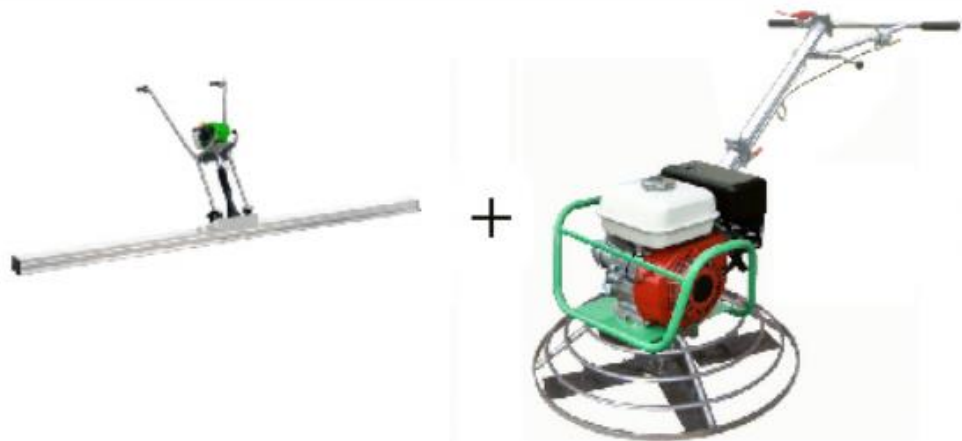


Figure 7-22 : Finition.

7.5.2.3 Dalle pleine

Dalle horizontale à hauteur sous plafond entre 3 et 4m.



Figure 7-23 : Dalle.

Pour le béton on a choisir un béton prêt à l'emploi et un type de coulage à la pompe.


The image shows a software configuration window for concrete properties. It includes several sections: 'Type de coulage' with radio buttons for 'Avec moyens manuels', 'À la benne', and 'À la pompe' (selected); 'Type d'environnement' with radio buttons for 'Sec', 'Humide' (selected), 'Marin', and 'Avec risque d'attaque chimique'; 'Classe d'environnement' with radio buttons for '2a' (selected), '2b¹', '2b²', and '3'; 'Résistance (N/mm²)' with radio buttons for 'B 20', 'B 25', 'B 30' (selected), 'B 35', 'B 40', and 'B 45'; 'Granulométrie du gravier (mm)' with radio buttons for '5/15' and '15/25' (selected); 'Consistance' with radio buttons for 'Fluide FI', 'Très plastique TP' (selected), and 'Plastique P'; and 'Avec additif hydrofuge' with radio buttons for 'Non' (selected) and 'Oui'. At the bottom, there is a field for 'Excès sur le volume théorique de béton (%)' with a small icon.

Figure 7-24 : Béton de la dalle.


Ferraillage des armatures sur le post ferraillage en chantier

Dalle
Quantité d'acier (kg/m²)

Ferraillage de l'armature et pose
 Ferraillage de l'armature (coupe, façonnage et assemblage des éléments) sur le post ferraillage en chantier et pose en coffrage sur site



Type d'acier
 Fe E 500
 Fe E 400



Épointages et chutes d'acier (%)


Figure 7-25 : Acier de la dalle.

Finition du béton sur la face inférieure de la dalle
 À revêtir
 Avec plaques en EPS
 Visible à texture lisse

Système de coffrage
Surface coffrante
 Panneaux en bois traité, renforcés avec des tiges et des profilés
Nombre d'utilisations

Structure support horizontale
 Poutrelles métalliques et accessoires de montage
Nombre d'utilisations

Structure support verticale
Étais
Nombre d'étais (U/m²)
Nombre d'utilisations





Décoffrant


 Agent démolant pour coffrages métalliques, phénoliques ou

Figure 7-26 : Coffrage de la dalle.

Pour le séchage on a choisi un agent filmogène pour le béton

Eau

Agent filmogène, pour séchage des bétons

Groupe commercial





Rendement (l/m² de surface de béton)



Figure 7-27 : Séchage.


7.5.2.4 Voile

Pour le béton prêt à l'emploi avec un type de coulage à la benne

Béton confectionné sur le chantier **Béton prêt à l'emploi**

Type de coulage

Avec moyens manuels
 À la benne
 À la pompe



Type d'environnement

Sec **Humide** Marin Avec risque d'attaque chimique

Classe d'environnement

2a 2b¹ 2b² 3

Résistance (N/mm²)

B 20 B 25 **B 30** B 35 B 40 B 45

Granulométrie du gravier (mm)

5/15 **15/25**

Consistance

Fluide FI **Très plastique TP** Plastique P

Avec additif hydrofuge

Non Oui

Excès sur le volume théorique de béton (%)


Figure 7-28 : Béton de voile.

Ferraillage de l'armature et pose en coffrage ou sur site.

Quantité d'acier (kg/m²)


Ferraillage de l'armature et pose

Ferraillage de l'armature et pose en coffrage ou sur site
 Ferraillage de l'armature (coupe, façonnage et assemblage des éléments) sur le post ferraillage en chantier et pose en coffrage sur site



Type d'acier

Fe E 500
 Fe E 400



Épointages et chutes d'acier (%)

Figure 7-29 : Acier de voile.

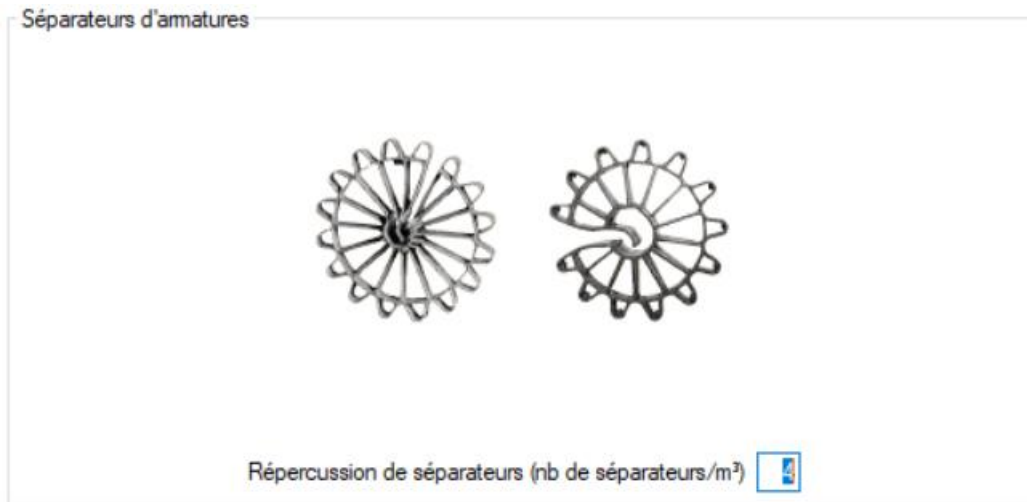


Figure 7-30 : Séparateurs.

On a choisir pour le coffrage un système de panneaux métalliques modulaires.

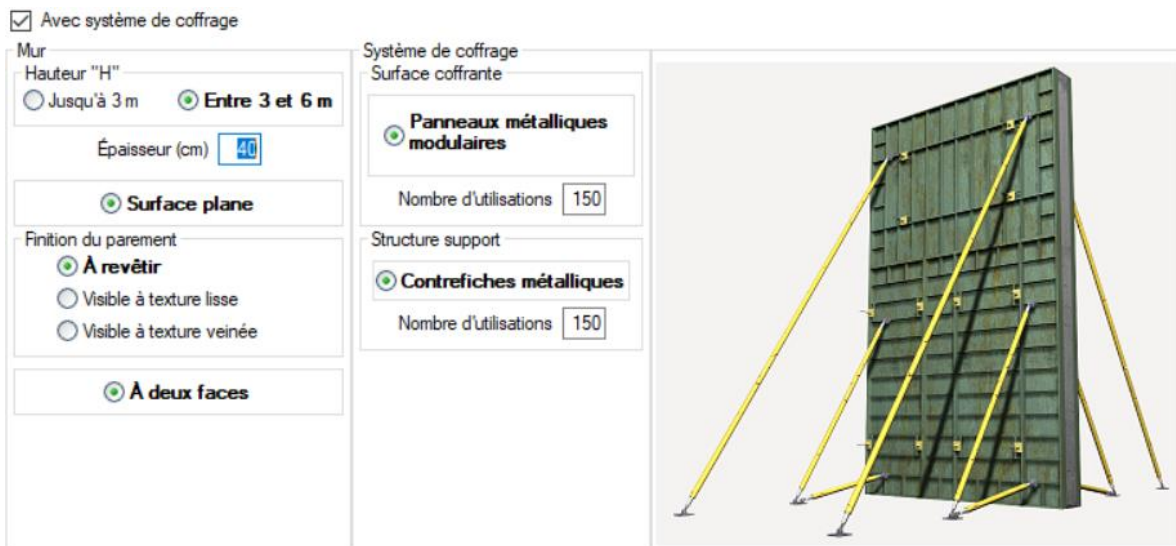


Figure 7-31 : Coffrage.

Le rebouchage des trous avec une mousse de polyuréthane.

Inclure la résolution des trous de banche

Rebouchage avec une mousse de polyuréthane

Rebouchage avec un mastic élastique

Rebouchage imperméabilisant avec un mastic élastique

Dispositif de rebouchage imperméabilisant




Rendement (nombre de trous de banche/m³ de béton)

Mousse de polyuréthane monocomposant

Figure 7-32 : Résolution des trous de banche.

7.5.2.5 Escalier

Avec marches en béton



Épaisseur de la dalle (cm)

Figure 7-33 : Escaliers.

Ferrailage de l'armature et pose en coffrage ou sur site.



Figure 7-34 : Acier des escaliers.

7.5.2.6 POUTRE

La poutre de 40cm de largeur et une retombe de 60cm.

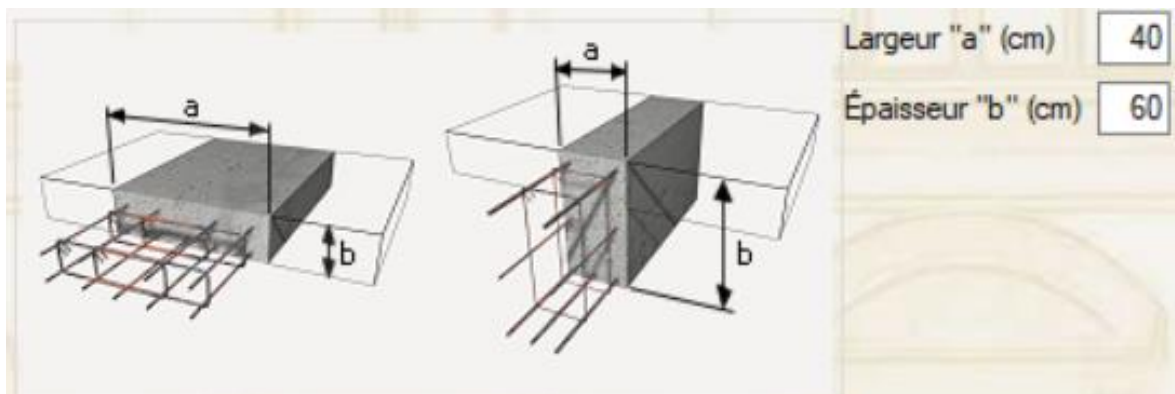


Figure 7-35 : Poutre.

Pour le béton on a choisir un béton prêt à l'emploi et un type de coulage à la pompe.


Béton confectionné sur le chantier **Béton prêt à l'emploi**

Type de coulage

Avec moyens manuels

À la benne

À la pompe



Type d'environnement

Sec **Humide** Marin Avec risque d'attaque chimique

Classe d'environnement

2a 2b¹ 2b² 3

Résistance (N/mm²)

B 20 B 25 **B 30** B 35 B 40 B 45

Granulométrie du gravier (mm)

5/15 **15/25**

Consistance

Fluide F1

Avec additif hydrofuge

Non Oui

Excès sur le volume théorique de béton (%)


Figure 7-36 : Béton de poutre.

On a sélectionné ferrailage de l'armature sur le post ferrailage en chantier et pose en coffrage sur site avec FeE500

Quantité d'acier (kg/m³)


Ferrailage de l'armature et pose

- Ferrailage de l'armature et pose en coffrage ou sur site**
- Ferrailage de l'armature (coupe, façonnage et assemblage des éléments) sur le post ferrailage en chantier et pose en coffrage sur site



Type d'acier

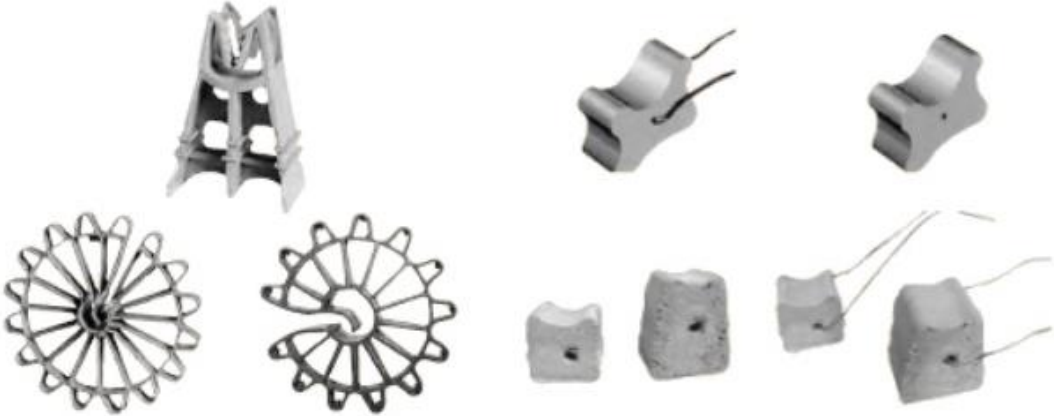
- Fe E 500**
- Fe E 400



Épointages et chutes d'acier (%)

Figure 7-37 : Acier de poutre.

Séparateurs d'armatures



Répercussion de séparateurs (nb de séparateurs/m³)

Figure 7-38 : Séparateurs.

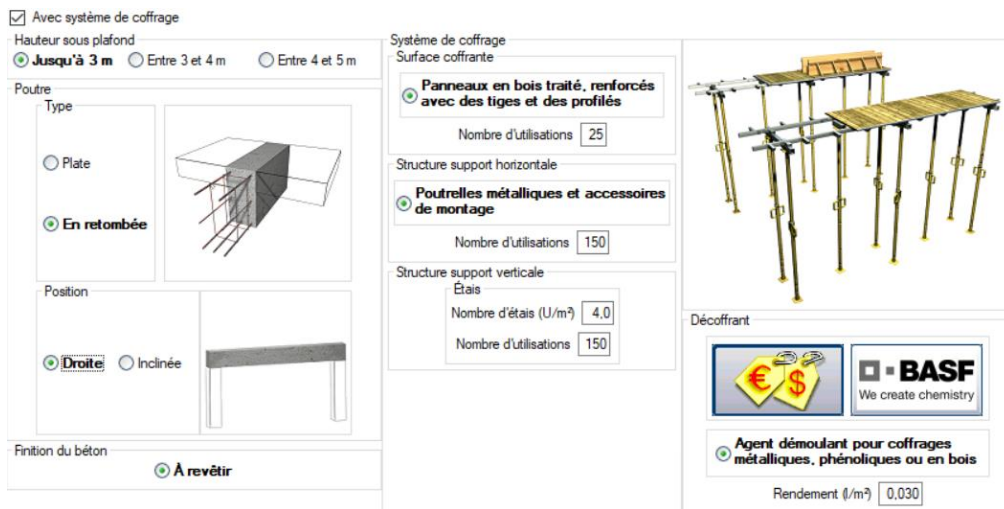


Figure 7-39 : Coffrage.

Code	Ca	SS	GD	Unité	Résumé	Quantité
GFP					Semi-profondes	1,00
GFO					Béton de propreté	1,00
GFO010				m²	Couche de béton c	1
mt10hmf040				m²	Béton non armé	0,10 9
mq06bhe01				h	Camion pompe s	0,01 13
mo045				h	Compagnon prof	0,01
mo092				h	Ouvrier professio	0,03
%				%	Coûts directs cor	2,00 1
GFG					Semelles sur micro	1,00
GFF					Semelles filantes	1,00
GFI					Semelles isolées	1,00

Code	Ca	SS	GD	Unité	Résumé	Quantité
SAM.RA						1,00 291.38
N°					Projet RDC+16ETAGE	1,00 291.38
1.1					Infrastructure	1,00 83.28
1.1.1					Fondation	1,00 48.13
1.1.1.1				m3	Bp	120,91
mt10hmf040				m²	Béton non armé	0,10
mq06bhe01				h	Camion pompe s	0,01 1
mo092				h	Ouvrier professio	0,03
1.1.1.2				m3	Dalle radier	1.922,73 2
mt07aco020				U	Séparateur homc	4,00
mt07aco055				kg	Barres en acier h	96,59
mt08var050				kg	Fil de fer galvanis	0,47
mt10haf040v				m²	Béton prêt à l'em	1,00 1
mq06vib020				h	Règle vibrante d	0,38
mq06fra010				h	Lisseuse mécan	0,32

Figure 7-40 : Les différentes tâches du projet.

7.6 Etude de cout direct

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

Tableau 7-4 : Devis estimatif du projet.

Ouvrage:		SAM.RA				
Budget					% C.I.	0
Code	Type	Unité	Résumé	Quantité	Prix (DA)	Montant (DA)
SAM.RA	Chapitre				291 380977,57	291380977,57
N°	Chapitre		Projet		291 380	291 380

			RDC+16ETAGE		977,57	977,57
1.1	Chapitre		Infrastructure		83 280 372,06	83 280 372,06
1.1.1	Chapitre		Fondation		48 137 536,04	48 137 536,04
1.1.1.1	Unité d'ouvrage	m3	Bp	120,91	1 131,84	136 850,77
1.1.1.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle radier	1 922,73	24 964,86	48 000 685,27
			1.1.1		48 137 536,04	48 137 536,04
1.1.2	Chapitre		Sous-sol 2		18 527 723,79	18 527 723,79
1.1.2.1	Unité d'ouvrage	m3	VP	150,66	30 018,95	4 522 655,01
1.1.2.2	Unité d'ouvrage	m3	VC	173,61	40 887,65	7 098 504,92
1.1.2.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	194,95	35 186,63	6 859 633,52
1.1.2.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	2,09	22 454,71	46 930,34
			1.1.2		18 527 723,79	18 527 723,79
1.1.3	Chapitre		Sous-sol1		16 615 112,23	16 615 112,23
1.1.3.1	Unité d'ouvrage	m3	VP	150,66	30 018,95	4 522 655,01
1.1.3.2	Unité d'ouvrage	m3	VC	173,61	40 887,65	7 098 504,92
1.1.3.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	194,95	25 375,85	4 947 021,96
1.1.3.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	2,09	22 454,71	46 930,34
			1.1.3		16 615 112,23	16 615 112,23
			1.1		83 280 372,06	83 280 372,06
1.2	Chapitre		Superstructure		208100605,51	208100605,51
1.2.1	Chapitre		RDC		13 953 855,19	13 953 855,19
1.2.1.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	189,39	40 887,65	7 743 712,03
1.2.1.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	33,34	36 361,81	1 212 302,75
1.2.1.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	194,95	25 375,85	4 947 021,96
1.2.1.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	2,24	22 686,81	50 818,45
			1.2.1		13 953 855,19	13 953 855,19
1.2.2	Chapitre		Mezzanine		13 490 516,51	13 490 516,51
1.2.2.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	157,83	40 646,27	6 415 200,79

1.2.2.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	33,34	36 361,81	1 212 302,75
1.2.2.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58
1.2.2.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	1,95	22 338,66	43 560,39
			1.2.2		13 490 516,51	13 490 516,51
1.2.3	Chapitre		R+1		12 154 324,38	12 154 324,38
1.2.3.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	124,29	40 887,65	5 081 926,02
1.2.3.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	33,34	36 361,81	1 212 302,75
1.2.3.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58
1.2.3.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	1,81	22 454,71	40 643,03
			1.2.3		12 154 324,38	12 154 324,38
1.2.4	Chapitre		R+2		12 138 602,94	12 138 602,94
1.2.4.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	124,29	40 761,16	5 066 204,58
1.2.4.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	33,34	36 361,81	1 212 302,75
1.2.4.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58
1.2.4.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	1,81	22 454,71	40 643,03
			1.2.4		12 138 602,94	12 138 602,94
1.2.5	Chapitre		R+3		12 109 722,84	12 109 722,84
1.2.5.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	124,29	40 561,78	5 041 423,64
1.2.5.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	33,34	36 238,86	1 208 203,59
1.2.5.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58
1.2.5.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	1,81	22 454,71	40 643,03
			1.2.5		12 109 722,84	12 109 722,84
1.2.6	Chapitre		R+4		12 154 324,38	12 154 324,38
1.2.6.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	124,29	40 887,65	5 081 926,02
1.2.6.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	33,34	36 361,81	1 212 302,75
1.2.6.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58

1.2.6.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	1,81	22 454,71	40 643,03
			1.2.6		12154324,38	12154324,38
1.2.7	Chapitre		R+5		11428159,71	11428159,71
1.2.7.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	106,53	40 887,65	4 355 761,35
1.2.7.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	33,34	36 361,81	1 212 302,75
1.2.7.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58
1.2.7.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	1,81	22 454,71	40 643,03
			1.2.7		11428159,71	11428159,71
1.2.8	Chapitre		R+6		11428159,71	11428159,71
1.2.8.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	106,53	40 887,65	4 355 761,35
1.2.8.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	33,34	36 361,81	1 212 302,75
1.2.8.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58
1.2.8.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	1,81	22 454,71	40 643,03
			1.2.8		11428159,71	11428159,71
1.2.9	Chapitre		R+7		11428159,71	11428159,71
1.2.9.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	106,53	40 887,65	4 355 761,35
1.2.9.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	33,34	36 361,81	1 212 302,75
1.2.9.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58
1.2.9.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	1,81	22 454,71	40 643,03
			1.2.9		11 428 159,71	11 428 159,71
1.2.10	Chapitre		R+8		11 426 479,30	11 426 479,30
1.2.10.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	106,53	40 887,65	4 355 761,35
1.2.10.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	33,34	36 361,81	1 212 302,75
1.2.10.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58
1.2.10.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	1,81	21 526,31	38 962,62
			1.2.10		11 426 479,30	11 426 479,30
1.2.11	Chapitre		R+9		10 904 515,34	10 904 515,34

1.2.11.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	88,78	43 183,12	3 833 797,39
1.2.11.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	33,34	36 361,81	1 212 302,75
1.2.11.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58
1.2.11.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	1,81	21 526,31	38 962,62
			1.2.11		10 904 515,34	10 904 515,34
1.2.12	Chapitre		R+10		10 904 515,34	10 904 515,34
1.2.12.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	88,78	43 183,12	3 833 797,39
1.2.12.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	33,34	36 361,81	1 212 302,75
1.2.12.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58
1.2.12.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	1,81	21 526,31	38 962,62
			1.2.12		10 904 515,34	10 904 515,34
1.2.13	Chapitre		R+11		10 904 033,45	10 904 033,45
1.2.13.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	88,78	43 183,12	3 833 797,39
1.2.13.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	33,34	36 361,81	1 212 302,75
1.2.13.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58
1.2.13.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	1,81	21 260,07	38 480,73
			1.2.13		10 904 033,45	10 904 033,45
1.2.14	Chapitre		R+12		10 873 370,11	10 873 370,11
1.2.14.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	88,78	43 183,12	3 833 797,39
1.2.14.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	33,34	35 427,64	1 181 157,52
1.2.14.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58
1.2.14.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	1,81	21 526,31	38 962,62
			1.2.14		10 873 370,11	10 873 370,11
1.2.15	Chapitre		R+13		10 339 591,71	10 339 591,71
1.2.15.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	71,02	46 027,51	3 268 873,76
1.2.15.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	33,34	36 361,81	1 212 302,75

1.2.15.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58
1.2.15.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	1,81	21 526,31	38 962,62
			1.2.15		10 339 591,71	10 339 591,71
1.2.16	Chapitre		R+14		10 337 642,92	10 337 642,92
1.2.16.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	71,02	46 000,07	3 266 924,97
1.2.16.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	33,34	36 361,81	1 212 302,75
1.2.16.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58
1.2.16.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	1,81	21 526,31	38 962,62
			1.2.16		10 337 642,92	10 337 642,92
1.2.17	Chapitre		R+15		9 780 417,15	9 780 417,15
1.2.17.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	71,02	46 027,51	3 268 873,76
1.2.17.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	33,34	36 361,81	1 212 302,75
1.2.17.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	227,83	23 088,61	5 260 278,02
1.2.17.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	1,81	21 526,31	38 962,62
			1.2.17		9 780 417,15	9 780 417,15
1.2.18	Chapitre		R+16		12 344 214,82	12 344 214,82
1.2.18.1	Unité d'ouvrage	m3	VC	71,02	46 027,51	3 268 873,76
1.2.18.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	33,34	36 361,81	1 212 302,75
1.2.18.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle	194,95	39 616,11	7 723 160,64
1.2.18.4	Unité d'ouvrage	m3	Acrotère	4,30	32 529,69	139 877,67
			1.2.18		12344214,82	12 344 214,82
			1.2		208100605,51	208100605,51
			N°		291380977,57	291380977,57
			SAM.RA		291380977,57	291380977,57

7.7 Etude de cout direct, indirect avec la marge bénéficiaire

Le cout total du projet sera composé de

Chapitre 07 Etude technico-commerciale

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)

Tableau 7-5 : Devis.

BORDEREAU DES QUANTITE ET DES PRIX						
N°	Type	RESUME	UNITE	QUATITE	P.U	MONTANT
1.1	CHAPITRE	Infrastructure				
1.1.1	CHAPITRE	Fondation				
1.1.1.1	Unité d'ouvrage	Bp	m3	120,91	1630	197083,3
1.1.1.2	Unité d'ouvrage	Dalle radier	m3	1922,73	35950	69122143,5
1.1.2	CHAPITRE	Sous-sol 2				
1.1.2.1	Unité d'ouvrage	VP	m3	150,66	43228	651273048
1.1.2.2	Unité d'ouvrage	VC	m3	173,61	58878	10221809,58
1.1.2.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	194,95	50669	9877921,55
1.1.2.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	2,09	32335	67580,15
1.1.3	CHAPITRE	Sous-sol1				
1.1.3.1	Unité d'ouvrage	VP	m3	150,66	43228	6512730,48
1.1.3.2	Unité d'ouvrage	VC	m3	173,61	58878	10221809,58
1.1.3.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	194,95	36541	7123667,95
1.1.3.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	2,09	32335	6758,15
1.2	CHAPITRE	Superstructure				
1.2.1	CHAPITRE	RDC				

1.2.1.1	Unité d'ouvrage	VC	m3	189,39	58878	1115094,42
1.2.1.2	Unité d'ouvrage	Poutre	m3	33,34	52361	1745715,74
1.2.1.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	194,95	36541	7123667,95
1.2.1.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	2,24	32669	73178,56
1.2.2	CHAPITRE	Mezzanine				
1.2.2.1	Unité d'ouvrage	VC	m3	157,83	58531	9237947,73
1.2.2.2	Unité d'ouvrage	Poutre	m3	33,34	52361	1745715,74
1.2.2.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	227,83	36782	8380043,06
1.2.2.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	1,95	32167	62725,65
1.2.3	CHAPITRE	R+1				
1.2.3.1	Unité d'ouvrage	VC	m3	124,29	58878	7317946,62
1.2.3.2	Unité d'ouvrage	Poutre	m3	33,34	52361	1745715,74
1.2.3.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	227,83	36782	8380043,06
1.2.3.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	1,81	32335	58526,35
1.2.4	CHAPITRE	R+2				
1.2.4.1	Unité d'ouvrage	VC	m3	124,29	58696	7295325,84
1.2.4.2	Unité d'ouvrage	Poutre	m3	33,34	52361	1745715,74
1.2.4.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	227,83	36782	8380043,06
1.2.4.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	1,81	32335	58526,35
1.2.5	CHAPITRE	R+3				
1.2.5.1	Unité d'ouvrage	VC	m3	124,29	58878	7317946,62
1.2.5.2	Unité d'ouvrage	Poutre	m3	33,34	52361	1745715,74
1.2.5.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	227,83	36782	8380043,06
1.2.5.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	1,81	32335	58526,35
1.2.6	CHAPITRE	R+4				
1.2.6.1	Unité d'ouvrage	VC	m3	124,29	58878	7317946,62
1.2.6.2	Unité d'ouvrage	Poutre	m3	33,34	52361	1745715,74
1.2.6.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	227,83	36782	8380043,06
1.2.6.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	1,81	32335	58526,35

1.2.7	CHAPITRE	R+5				
1.2.7.1	Unité d'ouvrage	VC	m3	106,53	58878	6272273,34
1.2.7.2	Unité d'ouvrage	Poutre	m3	33,34	52361	1745715,74
1.2.7.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	227,83	36782	8380043,06
1.2.7.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	1,81	32335	58526,35
1.2.8	CHAPITRE	R+6				
1.2.8.1	Unité d'ouvrage	VC	m3	106,53	58878	6272273,34
1.2.8.2	Unité d'ouvrage	Poutre	m3	33,34	52361	1745715,74
1.2.8.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	227,83	36782	8380043,06
1.2.8.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	1,81	32335	58526,35
1.2.9	CHAPITRE	R+7				
1.2.9.1	Unité d'ouvrage	VC	m3	106,53	58878	627273,34
1.2.9.2	Unité d'ouvrage	Poutre	m3	33,34	52361	1745715,74
1.2.9.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	227,83	36782	8380043,06
1.2.9.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	1,81	32335	58526,35
1.2.10	CHAPITRE	R+8				
1.2.10.1	Unité d'ouvrage	VC	m3	106,53	58878	627273,34
1.2.10.2	Unité d'ouvrage	Poutre	m3	33,34	52361	1745715,74
1.2.10.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	227,83	36782	8380043,06
1.2.10.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	1,81	30998	56106,35
1.2.11	CHAPITRE	R+9				
1.2.11.1	Unité d'ouvrage	VC	m3	88,78	62184	5520695,52
1.2.11.2	Unité d'ouvrage	Poutre	m3	33,34	52361	1745715,74
1.2.11.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	227,83	36782	8380043,06
1.2.11.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	1,81	30998	56106,38
1.2.12	CHAPITRE	R+10				
1.2.12.1	Unité d'ouvrage	VC	m3	88,78	62184	5520695,52
1.2.12.2	Unité d'ouvrage	Poutre	m3	33,34	52361	1745715,74
1.2.12.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	227,83	36782	8380043,06

Chapitre 07 Etude technico-commerciale

1.2.12.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	1,81	30998	56106,38
1.2.13	CHAPITRE	R+11				
1.2.13.1	Unité d'ouvrage	VC	m3	88,78	62184	5520695,52
1.2.13.2	Unité d'ouvrage	Poutre	m3	33,34	52361	1745715,74
1.2.13.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	227,83	36782	8380043
1.2.13.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	1,81	30614	55411,34
1.2.14	CHAPITRE	R+12				
1.2.14.1	Unité d'ouvrage	VC	m3	88,78	62184	5520695,52
1.2.14.2	Unité d'ouvrage	Poutre	m3	33,34	51016	1700873,44
1.2.14.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	227,83	36782	838043,06
1.2.14.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	1,81	30998	56106,38
1.2.15	CHAPITRE	R+13				
1.2.15.1	Unité d'ouvrage	VC	m3	71,02	66280	4707205,6
1.2.15.2	Unité d'ouvrage	Poutres	m3	33,34	52361	1745715,74
1.2.15.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	227,83	36782	838043,06
1.2.15.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	1,81	30998	56106,38
1.2.16	CHAPITRE	R+14				
1.2.16.1	Unité d'ouvrage	VC	m3	71,02	66240	4704364,8
1.2.16.2	Unité d'ouvrage	Poutre	m3	33,34	52361	1745715,74
1.2.16.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	227,83	36782	8380043,06
1.2.16.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	1,81	30998	56106,38
1.2.17	CHAPITRE	R+15				
1.2.17.1	Unité d'ouvrage	VC	m3	71,02	66280	4707205,6
1.2.17.2	Unité d'ouvrage	Poutre	m3	33,34	52361	1745715,74
1.2.17.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	227,83	33247	7574664,01
1.2.17.4	Unité d'ouvrage	Escalier	m3	1,81	30998	56106,38
1.2.18	CHAPITRE	R+16				
1.2.18.1	Unité d'ouvrage	VC	m3	71,02	66280	4707205,6
1.2.18.2	Unité d'ouvrage	Poutre	m3	33,34	52361	1745715,74

Chapitre 07 Etude technico-commerciale

1.2.18.3	Unité d'ouvrage	dalle	m3	194,95	57047	11121312,65
1.2.18.4	Unité d'ouvrage	Acrotère	m3	4,3	46843	201424,9
TOTALE						419654432,7

Montant	37768898.94
TVA	

Montant	457423331.64
TTC	

Conclusion

Dans ce chapitre nous Avon procédéz a différentes étapes qui englobe un regroupement de procédé qui nous a permis de donner une estimation précise du projet regroupant l'organisation le temps et le prix de chaque taches.

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de grade ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant la formation.

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et les logiciels de Calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment .Dans notre résumé, nous avons abordé plusieurs points importants redimensionnement des éléments secondaire (balcon, acrotères, escalier) et les éléments principale (plancher, voile, poutre, radier).Ainsi que modéliser de la structure avec logiciel ROBOT, tout cela a été fait selon le RPA99/2003 et le BAEL 99.

Et pour terminer nous avons déterminé le ratio ferrailage et coffrage pour chacun de nos éléments, Ce qui nous a permis d'élaborer un planning d'exécution qui s'étend sur 298 jours ou 10 mois et d'estimer le cout total du projet à 291 380977.57 dinars.

Nous pouvons dire que ce projet de fin d'étude est pour nous une expérience bénéfique, car elle considérée comme une étape très importante pour la transition entre deux milieux, certes différents mais complémentaires, qui sont le domaine académique et la vie Professionnelle.

Nous espérons que se modeste travail pourra être utile aux prochaines promotio

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **Règlements**

RPA 99V2003 : Règlement parasismique algérienne.

CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé

BAEL91 : Béton armé aux états limites.

D.R.T.B.C.2.2 : Document technique réglementaire.

- **Mémoires**

Mémoire de fin d'étude 2021.2022 présenté par Ayed Mohamed Cherif. Etude technique et technico-commercial d'un bâtiment R+16 étages+3Sous-sol+1 étage mezzanine à usage mixte avec un système constructif murs porteurs. Encadré par M. Bahar Sadek à Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, 2022, 251 pages.

Mémoire de fin d'étude 2022.2023 présenté par Maiga Fatoumata. Etude technique et technico-commercial d'un bâtiment R+18 étages+3Sous-sol+1 étage mezzanine à usage mixte avec un système constructif murs porteurs. Encadré par M. Bahar Sadek à Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, 2023, 155 pages.

Mémoire de fin d'étude 2021.2022 présenté par Belkheir Saïd et Benabdeloued Nazim. Etude technique et technico-commercial d'un bâtiment R+16 étages+3Sous-sol+1 étage mezzanine à usage mixte avec un système constructif murs porteurs. Encadré par M. Bahar Sadek à Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, 2022, 280 pages.

- **Cours**

3^{ème} année licence : béton armé.

1^{er} année master : béton armé, dynamique des structures.

- **Outils informatiques**

Logiciel AUTOCAD

Logiciel ROBOT.

Logiciel ROBOT EXPER.

Logiciel CYPE.

Logiciel MS PROJECT.

Logiciel Microsoft (Excel, Word).

ANNEXES

1.2.8.1	Voile de contreventement	8 jours	Jeu 14/11/24	Dim 24/11/24	49FD+2 jours
1.2.8.2	Dalle pleine	8 jours	Mar 19/11/24	Jeu 28/11/24	53DD+4 jours
1.2.8.3	Poutre	6 jours	Jeu 21/11/24	Jeu 28/11/24	54FF
1.2.8.4	Escalier	3 jours	Mar 26/11/24	Jeu 28/11/24	55FF
1.2.9	« Etage 7	12 jours	Lun 02/12/24	Mar 17/12/24	52
1.2.9.1	Voile de contreventement	8 jours	Lun 02/12/24	Mer 11/12/24	54FD+2 jours
1.2.9.2	Dalle pleine	8 jours	Sam 07/12/24	Mar 17/12/24	58DD+4 jours
1.2.9.3	Poutre	6 jours	Lun 09/12/24	Mar 17/12/24	59FF
1.2.9.4	Escalier	3 jours	Jeu 12/12/24	Mar 17/12/24	60FF
1.2.10	« Etage 8	12 jours	Jeu 19/12/24	Sam 04/01/25	57
1.2.10.1	Voile de contreventement	8 jours	Jeu 19/12/24	Lun 30/12/24	59FD+2 jours
1.2.10.2	Dalle pleine	8 jours	Mar 24/12/24	Sam 04/01/25	63DD+4 jours
1.2.10.3	Poutre	6 jours	Jeu 26/12/24	Sam 04/01/25	64FF
1.2.10.4	Escalier	3 jours	Mar 31/12/24	Sam 04/01/25	65FF
1.2.11	« Etage 9	12 jours	Lun 06/01/25	Mar 21/01/25	62
1.2.11.1	Voile de contreventement	8 jours	Lun 06/01/25	Mer 15/01/25	64FD+2 jours
1.2.11.2	Dalle pleine	8 jours	Dim 12/01/25	Mar 21/01/25	68DD+4 jours

1.2.12	« Etage 10	12 jours	Jeu 23/01/25	Sam 08/02/25	67
1.2.12.1	Voile de contreventement	8 jours	Jeu 23/01/25	Lun 03/02/25	69FD+2 jours
1.2.12.2	Dalle pleine	8 jours	Mar 28/01/25	Sam 08/02/25	73DD+4 jours
1.2.12.3	Poutre	6 jours	Jeu 30/01/25	Sam 08/02/25	74FF
1.2.12.4	Escalier	3 jours	Mar 04/02/25	Sam 08/02/25	75FF
1.2.13	« Etage 11	12 jours	Lun 10/02/25	Mar 25/02/25	72
1.2.13.1	Voile de contreventement	8 jours	Lun 10/02/25	Jeu 20/02/25	74FD+2 jours
1.2.13.2	Dalle pleine	8 jours	Dim 16/02/25	Mar 25/02/25	78DD+4 jours
1.2.13.3	Poutre	6 jours	Mar 18/02/25	Mar 25/02/25	79FF
1.2.13.4	Escalier	3 jours	Sam 22/02/25	Mar 25/02/25	80FF
1.2.14	« Etage 12	12 jours	Jeu 27/02/25	Sam 15/03/25	77
1.2.14.1	Voile de contreventement	8 jours	Jeu 27/02/25	Lun 10/03/25	79FD+2 jours
1.2.14.2	Dalle pleine	8 jours	Mer 05/03/25	Sam 15/03/25	83DD+4 jours
1.2.14.3	Poutre	6 jours	Sam 08/03/25	Sam 15/03/25	84FF
1.2.14.4	Escalier	3 jours	Mar 11/03/25	Sam 15/03/25	85FF
1.2.15	« Etage 13	12 jours	Lun 17/03/25	Mar 01/04/25	82
1.2.15.1	Voile de contreventement	8 jours	Lun 17/03/25	Jeu 27/03/25	84FD+2 jours
1.2.15.2	Dalle pleine	8 jours	Dim 22/03/25	Mar 01/04/25	88DD+4 jours

1.2.15.1	Voile de contreventement	8 jours	Lun 17/03/25	Jeu 27/03/25	84FD+2 jours
1.2.15.2	Dalle pleine	8 jours	Dim 23/03/25	Mar 01/04/25	88DD+4 jours
1.2.15.3	Poutre	6 jours	Mar 25/03/25	Mar 01/04/25	89FF
1.2.15.4	Escalier	3 jours	Sam 29/03/25	Mar 01/04/25	90FF
1.2.16	Étage 14	12 jours	Jeu 03/04/25 Sam 19/04/25 87		
1.2.16.1	Voile de contreventement	8 jours	Jeu 03/04/25	Lun 14/04/25	89FD+2 jours
1.2.16.2	Dalle pleine	8 jours	Mer 09/04/25	Sam 19/04/25	93DD+4 jours
1.2.16.3	Poutre	6 jours	Sam 12/04/25	Sam 19/04/25	94FF
1.2.16.4	Escalier	3 jours	Mar 15/04/25	Sam 19/04/25	95FF
1.2.17	Étage 15	12 jours	Mar 22/04/25 Mar 06/05/25 92		
1.2.17.1	dalle pleine	8 jours	Mar 22/04/25	Jeu 01/05/25	94FD+2 jours
1.2.17.2	Dalle pleine	8 jours	Dim 27/04/25	Mar 06/05/25	98DD+4 jours
1.2.17.3	Poutre	6 jours	Mar 29/04/25	Mar 06/05/25	99FF
1.2.17.4	Escalier	3 jours	Sam 03/05/25	Mar 06/05/25	100FF
1.2.18	Étage 16	12 jours	Jeu 08/05/25 Dim 25/05/25 97		
1.2.18.1	Voile de contreventement	8 jours	Jeu 08/05/25	Lun 19/05/25	99FD+2 jours
1.2.18.2	Dalle pleine	8 jours	Mer 14/05/25	Dim 25/05/25	103DD+4 jours
1.2.18.3	Poutre	6 jours	Sam 17/05/25	Dim 25/05/25	104FF
1.2.18.4	Escalier	3 jours	Mar 20/05/25	Dim 25/05/25	105FF

N°	TYPE	RESUMÉ	QTE	CÔUTS	T.C.D.	Ind.	T.C.I.	MARGEM	P.U.	MONTANT	
1.1	Chapitre	Infrastructure			83 280 372,05		16 656 394,26			119 925 056,72	
1.1.1	Chapitre	Fondation									
1.1.1.1	Unité d'ouvrage	m Bp	120,91	1131,84	136 850,77	1	226,16	27 345,01	271,60	1630,00	197 083,30
1.1.1.2	Unité d'ouvrage	m Dalle radier	1922,73	24 964,86	48 000 685,27	1	4 993,14	9 600 460,07	5 991,60	35 950,00	69 122 143,50
1.1.2	Chapitre	Sous-sol 2									
1.1.2.1	Unité d'ouvrage	m VP	150,66	30 018,95	4 522 655,01	1	6 004,05	904 570,17	7 204,60	43 228,00	6 512 730,48
1.1.2.2	Unité d'ouvrage	m VC	173,61	40 887,65	7 098 504,92	1	8 177,35	1 419 669,73	9 813,00	58 878,00	10 221 809,58
1.1.2.3	Unité d'ouvrage	m dalle	194,95	35 186,63	6 869 633,52	1	7 037,37	1 371 935,28	8 444,80	50 669,00	9 877 921,55
1.1.2.4	Unité d'ouvrage	m Escalier	2,09	22 454,71	46 930,34	1	4 491,29	9 386,80	5 389,20	32 335,00	67 580,15
1.1.3	Chapitre	Sous-sol1									
1.1.3.1	Unité d'ouvrage	m VP	150,66	30 018,95	4 522 655,01	1	6 004,05	904 570,17	7 204,60	43 228,00	6 512 730,48
1.1.3.2	Unité d'ouvrage	m VC	173,61	40 887,65	7 098 504,92	1	8 177,35	1 419 669,73	9 813,00	58 878,00	10 221 809,58
1.1.3.3	Unité d'ouvrage	m dalle	194,95	25 375,85	4 947 021,96	1	5 075,15	989 400,49	6 090,20	36 541,00	7 123 667,95
1.1.3.4	Unité d'ouvrage	m Escalier	2,09	22 454,71	46 930,34	1	4 491,29	9 386,80	5 389,20	32 335,00	67 580,15
1.2	Chapitre	Superstructure			208 145 206,92		41 630 266,07			299 729 375,98	
1.2.1	Chapitre	RDC									
1.2.1.1	Unité d'ouvrage	m VC	189,39	40 887,65	7 743 712,03	1	8 177,35	1 548 708,32	9 813,00	58 878,00	11 150 904,42
1.2.1.2	Unité d'ouvrage	m Poutre	33,34	36 361,81	1 212 302,75	1	7 272,18	242 454,81	8 726,80	52 361,00	1 745 715,74
1.2.1.3	Unité d'ouvrage	m dalle	194,95	25 375,85	4 947 021,96	1	5 075,15	989 400,49	6 090,20	36 541,00	7 123 667,95
1.2.1.4	Unité d'ouvrage	m Escalier	2,24	22 686,81	50 818,45	1	4 537,18	10 163,31	5 444,80	32 669,00	73 178,56
1.2.2	Chapitre	Mezzanine									
1.2.2.1	Unité d'ouvrage	m VC	189,39	40 887,65	7 743 712,03	1	8 177,35	1 548 708,32	9 813,00	58 878,00	11 150 904,42

N°	TYPE	RÉSUMÉ	QTE	CÔUTS	T.C.D.	Ind.	T.C.I.	MARGEN	P.U.	MONTANT	
1.2.2	Chapitre	Mezzanine				1,20		1,20			
1.2.2.1	Unité d'ouvrage	VC	157,83	40 646,27	6 415 200,79	1,20	8 129,73	1 283 115,29	9 755,20	58 531,00	9 237 947,73
1.2.2.2	Unité d'ouvrage	Poutre	33,34	36 361,81	1 212 302,75	1,20	7 272,19	242 454,81	8 726,80	52 361,00	1 745 715,74
1.2.2.3	Unité d'ouvrage	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58	1,20	5 109,04	1 163 992,58	6 130,40	36 782,00	8 380 043,06
1.2.2.4	Unité d'ouvrage	Escalier	1,95	22 338,66	43 560,39	1,20	4 467,34	8 711,31	5 361,20	32 167,00	62 725,65
1.2.3	Chapitre	R+1				1,20		1,20			
1.2.3.1	Unité d'ouvrage	VC	124,29	40 887,65	5 081 926,02	1,20	8 177,35	1 016 362,83	9 813,00	58 878,00	7 317 946,62
1.2.3.2	Unité d'ouvrage	Poutre	33,34	36 361,81	1 212 302,75	1,20	7 272,19	242 454,81	8 726,80	52 361,00	1 745 715,74
1.2.3.3	Unité d'ouvrage	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58	1,20	5 109,04	1 163 992,58	6 130,40	36 782,00	8 380 043,06
1.2.3.4	Unité d'ouvrage	Escalier	1,81	22 454,71	40 643,03	1,20	4 491,29	8 129,23	5 389,20	32 335,00	58 526,35
1.2.4	Chapitre	R+2				1,20		1,20			
1.2.4.1	Unité d'ouvrage	VC	124,29	40 761,16	5 066 204,58	1,20	8 151,84	1 013 192,19	9 782,60	58 686,00	7 295 325,84
1.2.4.2	Unité d'ouvrage	Poutre	33,34	36 361,81	1 212 302,75	1,20	7 272,19	242 454,81	8 726,80	52 361,00	1 745 715,74
1.2.4.3	Unité d'ouvrage	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58	1,20	5 109,04	1 163 992,58	6 130,40	36 782,00	8 380 043,06
1.2.4.4	Unité d'ouvrage	Escalier	1,81	22 454,71	40 643,03	1,20	4 491,29	8 129,23	5 389,20	32 335,00	58 526,35
1.2.5	Chapitre	R+3				1,20		1,20			
1.2.5.1	Unité d'ouvrage	VC	124,29	40 887,65	5 081 926,02	1,20	8 177,35	1 016 362,83	9 813,00	58 878,00	7 317 946,62
1.2.5.2	Unité d'ouvrage	Poutre	33,34			1,20					

N°	TYPE	RÉSUMÉ	QTE	CÔUTS	T.C.D.	Ind.	T.C.I.	MARGEN	P.U.	MONTANT	
1.2.6	Chapitre	R+4				1,20		1,20			
1.2.6.1	Unité d'ouvrage	VC	124,29	40 887,65	5 081 926,02	1,20	8 177,35	1 016 362,83	9 813,00	58 878,00	7 317 946,62
1.2.6.2	Unité d'ouvrage	Poutre	33,34	36 361,81	1 212 302,75	1,20	7 272,19	242 454,81	8 726,80	52 361,00	1 745 715,74
1.2.6.3	Unité d'ouvrage	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58	1,20	5 109,04	1 163 992,58	6 130,40	36 782,00	8 380 043,06
1.2.6.4	Unité d'ouvrage	Escalier	1,81	22 454,71	40 643,03	1,20	4 491,29	8 129,23	5 389,20	32 335,00	58 526,35
1.2.7	Chapitre	R+5				1,20		1,20			
1.2.7.1	Unité d'ouvrage	VC	106,53	40 887,65	4 355 761,35	1,20	8 177,35	871 133,10	9 813,00	58 878,00	6 272 273,34
1.2.7.2	Unité d'ouvrage	Poutre	33,34	36 361,81	1 212 302,75	1,20	7 272,19	242 454,81	8 726,80	52 361,00	1 745 715,74
1.2.7.3	Unité d'ouvrage	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58	1,20	5 109,04	1 163 992,58	6 130,40	36 782,00	8 380 043,06
1.2.7.4	Unité d'ouvrage	Escalier	1,81	22 454,71	40 643,03	1,20	4 491,29	8 129,23	5 389,20	32 335,00	58 526,35
1.2.8	Chapitre	R+6				1,20		1,20			
1.2.8.1	Unité d'ouvrage	VC	106,53	40 887,65	4 355 761,35	1,20	8 177,35	871 133,10	9 813,00	58 878,00	6 272 273,34
1.2.8.2	Unité d'ouvrage	Poutre	33,34	36 361,81	1 212 302,75	1,20	7 272,19	242 454,81	8 726,80	52 361,00	1 745 715,74

N°	TYPE	RÉSUMÉ	QTE	CÔUTS	T.C.D.	Ind.	T.C.I.	MARGEN	P.U.	MONTANT	
1.2.9	Chapitre	R+7				1,20		1,20			
1.2.9.1	Unité d'ouvrage	VC	106,53	40 887,65	4 355 761,35	1,20	8 177,35	871 133,10	9 813,00	58 878,00	6 272 273,34
1.2.9.2	Unité d'ouvrage	Poutre	33,34	36 361,81	1 212 302,75	1,20	7 272,19	242 454,81	8 726,80	52 361,00	1 745 715,74
1.2.9.3	Unité d'ouvrage	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58	1,20	5 109,04	1 163 992,58	6 130,40	36 782,00	8 380 043,06
1.2.9.4	Unité d'ouvrage	Escalier	1,81	22 454,71	40 643,03	1,20	4 491,29	8 129,23	5 389,20	32 335,00	58 526,35
1.2.10	Chapitre	R+8				1,20		1,20			
1.2.10.1	Unité d'ouvrage	VC	106,53	40 887,65	4 355 761,35	1,20	8 177,35	871 133,10	9 813,00	58 878,00	6 272 273,34
1.2.10.2	Unité d'ouvrage	Poutre	33,34	36 361,81	1 212 302,75	1,20	7 272,19	242 454,81	8 726,80	52 361,00	1 745 715,74
1.2.10.3	Unité d'ouvrage	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58	1,20	5 109,04	1 163 992,58	6 130,40	36 782,00	8 380 043,06
1.2.10.4	Unité d'ouvrage	Escalier	1,81	21 526,31	38 962,62	1,20	4 305,69	7 793,30	5 166,40	30 998,00	56 106,38
1.2.11	Chapitre	R+9				1,20		1,20			
1.2.11.1	Unité d'ouvrage	VC	88,78	43 183,12	3 833 797,39	1,20	8 636,88	786 782,21	10 364,00	62 184,00	5 520 695,52
1.2.11.2	Unité d'ouvrage	Poutre	33,34	36 361,81	1 212 302,75	1,20	7 272,19	242 454,81	8 726,80	52 361,00	1 745 715,74

N°	TYPE	l	RÉSUMÉ	QTE	CÔUTS	T.C.D.	Ind.	T.C.I.	MARGEM	P.U.	MONDANT				
1.2.11.2	Unité d'ouvrage	m 3	Poutre	33,34	36 361,81	1 212 302,75	1	1,20	7 272,19	242 454,81	1 1,20	8 726,80	52 361,00	1 745 715,74	
1.2.11.3	Unité d'ouvrage	m 3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58	1	1,20	5 109,04	1 163 992,58	1	1,20	6 130,40	36 782,00	8 380 043,06
1.2.11.4	Unité d'ouvrage	m 3	Escalier	1,81	21 526,31	38 962,62	1	1,20	4 305,69	7 793,30	1	1,20	5 166,40	30 998,00	56 106,38
1.2.12	Chapitre		R+10				1	1,20			1	1,20			
1.2.12.1	Unité d'ouvrage	m 3	VC	88,78	43 183,12	3 833 797,39	1	1,20	8 636,88	766 782,21	1	1,20	10 364,00	62 184,00	5 520 695,52
1.2.12.2	Unité d'ouvrage	m 3	Poutre	33,34	36 361,81	1 212 302,75	1	1,20	7 272,19	242 454,81	1	1,20	8 726,80	52 361,00	1 745 715,74
1.2.12.3	Unité d'ouvrage	m 3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58	1	1,20	5 109,04	1 163 992,58	1	1,20	6 130,40	36 782,00	8 380 043,06
1.2.12.4	Unité d'ouvrage	m 3	Escalier	1,81	21 526,31	38 962,62	1	1,20	4 305,69	7 793,30	1	1,20	5 166,40	30 998,00	56 106,38
1.2.13	Chapitre		R+11				1	1,20			1	1,20			
1.2.13.1	Unité d'ouvrage	m 3	VC	88,78	43 183,12	3 833 797,39	1	1,20	8 636,88	766 782,21	1	1,20	10 364,00	62 184,00	5 520 695,52
1.2.13.2	Unité d'ouvrage	m 3	Poutre	33,34	36 361,81	1 212 302,75	1	1,20	7 272,19	242 454,81	1	1,20	8 726,80	52 361,00	1 745 715,74
1.2.13.3	Unité d'ouvrage	m 3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58	1	1,20	5 109,04	1 163 992,58	1	1,20	6 130,40	36 782,00	8 380 043,06
1.2.13.4	Unité d'ouvrage	m 3	Escalier	1,81	21 260,07	38 480,73	1	1,20	4 251,93	7 695,99	1	1,20	5 102,40	30 614,00	55 411,34

N°	TYPE	l	RÉSUMÉ	QTE	CÔUTS	T.C.D.	Ind.	T.C.I.	MARGEM	P.U.	MONDANT				
1.2.14	Chapitre		R+12				1	1,20			1	1,20			
1.2.14.1	Unité d'ouvrage	m 3	VC	88,78	43 183,12	3 833 797,39	1	1,20	8 636,88	766 782,21	1	1,20	10 364,00	62 184,00	5 520 695,52
1.2.14.2	Unité d'ouvrage	m 3	Poutre	33,34	35 427,64	1 181 157,52	1	1,20	7 085,36	236 225,90	1	1,20	8 502,60	51 016,00	1 700 873,44
1.2.14.3	Unité d'ouvrage	m 3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58	1	1,20	5 109,04	1 163 992,58	1	1,20	6 130,40	36 782,00	8 380 043,06
1.2.14.4	Unité d'ouvrage	m 3	Escalier	1,81	21 526,31	38 962,62	1	1,20	4 305,69	7 793,30	1	1,20	5 166,40	30 998,00	56 106,38
1.2.15	Chapitre		R+13				1	1,20			1	1,20			
1.2.15.1	Unité d'ouvrage	m 3	VC	71,02	46 027,51	3 268 873,76	1	1,20	9 205,49	653 773,90	1	1,20	11 046,60	66 280,00	4 707 205,60
1.2.15.2	Unité d'ouvrage	m 3	Poutres	33,34	36 361,81	1 212 302,75	1	1,20	7 272,19	242 454,81	1	1,20	8 726,80	52 361,00	1 745 715,74
1.2.15.3	Unité d'ouvrage	m 3	dalle	227,83	25 542,96	5 819 452,58	1	1,20	5 109,04	1 163 992,58	1	1,20	6 130,40	36 782,00	8 380 043,06
1.2.15.4	Unité d'ouvrage	m 3	Escalier	1,81	21 526,31	38 962,62	1	1,20	4 305,69	7 793,30	1	1,20	5 166,40	30 998,00	56 106,38
1.2.16	Chapitre		R+14				1	1,20			1	1,20			
1.2.16.1	Unité d'ouvrage	m 3	VC	71,02	46 000,07	3 266 924,97	1	1,20	9 199,93	653 379,03	1	1,20	11 040,00	66 240,00	4 704 364,80
1.2.16.2	Unité d'ouvrage	m 3	Poutre	33,34	36 361,81	1 212 302,75	1	1,20	7 272,19	242 454,81	1	1,20	8 726,80	52 361,00	1 745 715,74

N°	TYPE	l	RÉSUMÉ	QTE	CÔUTS	T.C.D.	Ind.	T.C.I.	MARGEM	P.U.	MONDANT				
1.2.17	Chapitre		R+15				1	1,20			1	1,20			
1.2.17.1	Unité d'ouvrage	m 3	VC	71,02	46 027,51	3 268 873,76	1	1,20	9 205,49	653 773,90	1	1,20	11 046,60	66 280,00	4 707 205,60
1.2.17.2	Unité d'ouvrage	m 3	Poutre	33,34	36 361,81	1 212 302,75	1	1,20	7 272,19	242 454,81	1	1,20	8 726,80	52 361,00	1 745 715,74
1.2.17.3	Unité d'ouvrage	m 3	dalle	227,83	23 088,61	5 260 278,02	1	1,20	4 617,39	1 051 979,96	1	1,20	5 541,20	33 247,00	7 574 664,01
1.2.17.4	Unité d'ouvrage	m 3	Escalier	1,81	21 526,31	38 962,62	1	1,20	4 305,69	7 793,30	1	1,20	5 166,40	30 998,00	56 106,38
1.2.18	Chapitre		R+16				1	1,20			1	1,20			
1.2.18.1	Unité d'ouvrage	m 3	VC	71,02	46 027,51	3 268 873,76	1	1,20	9 205,49	653 773,90	1	1,20	11 046,60	66 280,00	4 707 205,60
1.2.18.2	Unité d'ouvrage	m 3	Poutre	33,34	36 361,81	1 212 302,75	1	1,20	7 272,19	242 454,81	1	1,20	8 726,80	52 361,00	1 745 715,74
1.2.18.3	Unité d'ouvrage	m 3	dalle	194,95	39 616,11	7 723 160,64	1	1,20	7 922,89	1 544 567,41	1	1,20	9 507,80	57 047,00	11 213 312,65
1.2.18.4	Unité d'ouvrage	m 3	Acrotère	4,3	32 529,69	139 877,67	1	1,20	6 506,31	27 977,13	1	1,20	7 807,20	46 843,00	201 424,90
T	Chapitre		TOTAL			291 425 578,98			58 286 660,32						419 654 432,70
								349 712 239,30		9%					37 768 898,94
										Res. =		69 942 193,40			457 423 331,64

