



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب

Université d'Ain-Temouchent- Belhadj Bouchaib

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil & Travaux Publics

Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : Structure

Thème :

Etude parasismique d'une structure en béton armé
R+9+2SS

PRESENTE PAR :

1) Melle DERRAR HADJER

2) Melle HARIZI ZAHRA

SOUTENU EN JUIN 2023

DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

PRESIDENT : M MOUSSI WAHIBA

EXAMINATRICE : M ABDELBARI SALIMA

ENCADREUR : Mm ATTIA AMINA

ANNEE UNIVERSITAIRE 2022/2023



REMERCIEMENT

*Nous remercions tout d'abord « **ALLAH** » le Tout Puissant de nous avoir donné le courage, la santé et la volonté pour la réalisation de ce travail.*

*Nous tenons à remercier le docteur **ATTIA AMINA** tout en lui présentant notre sincère reconnaissance et notre profonde considération pour la confiance qu'elle nous a accordée en acceptant de diriger notre travail.*

*Nous tenons à remercier le docteur **BENNACEUR SIDI MOHAMED** pour sa disponibilité, sa patience, ses précieuses orientations, ainsi que pour son soutien moral. Nous lui exprimons également notre sincère gratitude et notre profond respect.*

Nos sincères remerciements aux membres du jury.

*Nos remerciements les plus sincères à tous nos enseignants. Notre reconnaissance la plus chaleureuse s'adresse à chaque membre de nos familles pour leur soutien moral et leurs encouragements. Un remerciement particulier est réservé à notre ami commun **Lewis SALIPAKO***

Dédicaces
Je dédie ce travail
À mes chers parents source de ma vie,
Ma joie et mon bonheur
A mes chères sœurs
Pour leur affection et encouragement
continuels
A chaque membre de ma famille
Et à tous ceux qui me donnent de l'amour
Et de la vivacité

□adjϕr



Je dédie ce travail
à mes chers parents source de ma vie,
ma joie et mon bonheur
À mon frère unique MOUAD
Et ma sœur SAMIRA
Remerciement spécial pour ma tante ZAHRA
Une dédicace spéciale à mon futur mari,
homme de ma vie
À tous mes chers cousins, cousines
et à tous ceux qui m'aiment et me souhaitent
le bonheur

Zahira



Résumé

Cette étude sismique se concentre sur l'évaluation d'un bâtiment R+9 avec deux sous-sols dans la wilaya d'Aïn Témouchent en Algérie, en utilisant le logiciel d'analyse structurelle ETABS. L'objectif principal est d'analyser la réponse du bâtiment aux charges sismiques et de garantir sa résistance en cas de tremblement de terre.

À l'aide d'ETABS, différentes analyses sont menées, telles que l'analyse modale spectrale,

pour déterminer les forces sismiques auxquelles le bâtiment sera soumis. Les résultats permettent de concevoir une structure solide et de prendre des mesures de renforcement

appropriées pour assurer la sécurité des occupants.

L'étude se base sur les normes et réglementations de construction sismique en Algérie.

Afin de garantir la conformité du bâtiment. Les résultats obtenus guideront les ingénieurs et les

concepteurs dans la prise de décisions pour optimiser la conception structurelle et minimiser

les dommages potentiels en cas de séisme.

En conclusion, cette étude utilise ETABS pour évaluer la réponse sismique d'un bâtiment R+9 avec deux sous-sols dans la wilaya d'Aïn Témouchent. Elle vise à garantir la résilience

sismique du bâtiment en respectant les normes de construction sismique et à assurer la sécurité des occupants face aux risques sismiques dans la région.

Mots clé : Bâtiment, Béton armé, étude sismique, Etabs

Abstract

This seismic study focuses on the evaluation of a R+9 building with two basements in the province of Aïn Témouchent, Algeria, using the structural analysis software ETABS.

The main objective is to analyze the building's response to seismic loads and ensure its resistance in case of an earthquake.

Using ETABS, various analyses are conducted, such as spectral modal analysis, to determine the seismic forces to which the building will be subjected. The results help design a robust structure and implement appropriate reinforcement measures to ensure the safety of the occupants.

The study is based on the seismic construction standards and regulations in Algeria to ensure compliance of the building. The obtained results will guide engineers and designers in making decisions to optimize the structural design and minimize potential damage in the event of an earthquake.

In conclusion, this study utilizes ETABS to evaluate the seismic response of a R+9 building with two basements in the province of Aïn Témouchent. It aims to ensure seismic resilience of the building by adhering to seismic construction standards and ensuring the safety of occupants against seismic risks in the region .

Keywords: Building, Reinforced concrete, Seismic study, ETABS

ملخص

تعتمد هذه الدراسة الزلزالية على تقييم مبنى ذو تسعة طوابق بالإضافة الى طابقين تحت الارض في ولاية عين تموشنت بالجزائر ، و ذلك باستخدام برنامج تحليل الهياكل الانشائية ايطابس الهدف الرئيسي هو تحليل تجاوب مبنى لمختلف الموجات الزلزالية المقاومة في حالة وقوعها .

باستخدام ايطابس يسمح هذا البرنامج باجراء تحليلات متنوعة ,مثل تحليل الطيف المودالي ,وتحديد القوى الزلزالية التي سيتعرض لها المبنى ,تساعد النتائج في تصميم هيكل قوى وتنفيذ تدابير مناسبة لضمان سلامة المبنى و السكان .

تستند الدراسة الى معايير و تشريعات زلزالية في الجزائر لضمان المبنى , ستوجه النتائج المحصلة للمهندسين و المصممين لاتخاذ القرارات لتحسين التصميم الانشائي و تقليل الاضرار المحتملة في حالة وقوع زلزال .

تستخدم هذه الدراسة لتقييم الاستجابة الزلزالية لمبنى ذو تسعة طوابق بلاضافة الى طابقين تحت الارض في ولاية عين تموشنت ,وتهدف الى ضمان استقرار المبنى و سلامة السكان من خلال الالتزام بمعايير البناء الزلزالية في المنطقة

الكلمات الرئيسية: المبنى , الخرسانة المسلحة , الدراسة الزلزالية , ETABS

Table des matières

Remerciements	
Dédicaces	
Table des matières	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Tableau des symboles et notations	
Introduction générale.....	1
CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	
I.1. Introduction.....	3
I.2.Présentation de l'ouvrage.....	3
I.3.caractéristiques de la structure.....	3
I.3.1. Dimensions en élévation.....	3
I.3.2. Dimension en plans.....	3
I.3.3.Eléments de l'ouvrage	4
I.4.Plans d'architecture	4
I.5.Données architecturales	7
I.6.caractéristique des matériaux	9
I.6.1.les composition du bétons	9
I.7. caractéristiques physiques et mécaniques du béton :.....	9
I.8. Résistances mécaniques du béton :.....	10
I.8.1. Résistance à la compression f_{cj} :.....	10
I.8.2. Résistance à la traction f_{tj} :.....	11
I.9.Définition:.....	11
I.10. Etas limite ultime (ELU) :.....	11
I.11.Etat limite service (ELS) :.....	12
I.12. Contrainte limite de cisaillement :.....	12
I.13. Module de déformation longitudinale.....	13
I.14. Coefficient de poisson :.....	13
I.15. Les aciers :.....	13

I.15.1	Contrainte limite :.....	13
I.15.2.	Etat limite ultime (ELU) :.....	13
I.15.3	Etat limite ultime service (ELS) :.....	14
I.16	Actions et sollicitations:.....	15
I.17.	Hypothèses de calcul :.....	15
I.18.	Conclusion	16
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux et descente des charges		
□.1.	Introduction	17
II.2.	Pré dimensionnement :.....	17
II.3.	Les poutre.....	17
II.4.	PLANCHER EN DALLE PLEINE.....	18
II.5.	Les voiles	18
II.5.1	Définition	18
II.6.	Dalle Ascenseur:.....	19
II.6.1	Condition de l'E.N. A :.....	20
II.7.	ESCALIERS :.....	21
II.7.1.	Définition.....	21
II.7.2	Nombre de contre marche et de marche :.....	22
II.7.3.	L'angle d'inclinaison :.....	22
II.8.	MAÇONNERIE.....	22
II.9.	ACROTERE :.....	23
II.9.1.	Évaluation des charges :.....	23
II.10.	DESCENTE DES CHARGES :.....	24
II.10.1.	Niv Terrasse inaccessible :.....	24
II.10.2.	Niv ETAGE :.....	24
II.10.3.	Séchoir :.....	24
II.10.4.	balcon	25

II.10.5. circulation.....	25
II.10.6. Niv entre-sol COMMERCE	25
II.10.7. Niv Terrasse	26
II.10.8. Ascenseur :.....	26
II.11. Conclusion.....	26

Chapitre III : étude sismique

III.1. Introduction :.....	27
III.2. Objectifs de l'étude sismique :.....	27
III.3. Calcul de la force sismique totale : (suivant RPA99Version2003)	28
III.4. vérifications sismiques de la base réactions.....	30
III.5. Déplacement inter-étages :.....	31
III.6. Vérification du déplacement inter-étages suivant les deux sens.....	31
III.7. Comportement dynamique de la structure :.....	32
III.7.1. Vérification de modal participation massique ration.....	32
III.8. Vérification de l'effort P- Δ	33
III.9. Vérification tranchant à la base: Vis-à-vis Le Renversement :.....	34
III.10. Centre de masse et centre de torsion et Excentricité accidentelle.....	35
III.11. Déplacements et Efforts tranchant de chaque diaphragme.....	36
III.12. Vérification des déplacements.....	36
III.13. Vérification de l'effort	38
III.14. Effort normal réduit.....	38
III.15. Conclusions.....	39

Chapitre IV : Etude le ferrailage des éléments structuraux

IV.1. plancher en dalle pleine :.....	40
IV.1.1. Combinaison de calcul :.....	40
IV.1.2. Combinaison d'action.....	40
IV.1.3. Effort interne dans les dalles:.....	40
IV.1.4. ferrailage de la dalle pleine type rdc	40
IV.1.5. vérification de l'effort tranchant dalle pleine.....	41
IV.1.6. calcul des armatures transversales.....	42

IV.2.ferraillage de la dalle pleine ascenseur (terrasse).....	42
IV.2.1.verification de l'effort tranchant dalle pleine ascenseur :.....	43
IV.2.2.calcul des armatures transversales.....	43
IV.2.3. vérification à l'els.....	44
IV.3.FERRAILLAGE D'ESCALIER.....	44
IV.3.1.Introduction.....	44
IV.3.2. Effort interne dans l'escalie.....	46
IV.3.3.verification de l'effort tranchant dalle pleine.....	46
IV.3.4. calcul des armatures transversales.....	46
IV.3.5. vérification à l'ELS.....	47
IV.4.ferraillage des poutres périphériques	48
IV.4.1.Introduction.....	49
IV.4.2. Effort interne dans la dalle pleine.....	49
IV.4.3.verification de l'effort tranchant dalle pleine.....	49
IV.4.4.calcul des armatures transversales.....	49
IV.4.5.vérification à l'ELS.....	49
IV.5.L'acrotère	
IV.5.1.Définition.....	50
IV.5.2.évaluation des charges.....	51
IV.5.3.ferraillage de l'acrotère.....	51
IV.5.4.vérification à l'ELS.....	54
IV.6.LES VOILES.....	57
IV.6.1.Introduction.....	57
IV.6.2.Combinaison d'action	59
IV.6.3.Vérification de la contrainte de compression du béton.....	60
Chapitre V : Etudes des éléments de l'infrastructure	
V.1. fondations.....	65
V.1.1.Introduction.....	65
V.1.2. Stabilité des fondations.....	65
V.1 .3.Type de fondation superficielle.....	65
V.2. Calcul de la contrainte du sol.....	69
V.3.Vérification à l'ELS	70
V.3.1.Vérification des contraintes tangentielles (cisaillement).....	73
V.4. Etude de la longrine.....	74

V.4.1. Introduction.....	74
V.5.mur voile de l'infrastructure.....	75
V.6.Vérification du poinçonnement.....	76

Liste des figures

Chapitre I : : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Figure I.1 : façade principale.....	4
Figure I.1 façade postérieure commerciale	5
Figure I.3 : façade latérale.....	6
Figure I.4 : coupe A-A.....	6
Figure I.5 : Fiche technique du bloc A	7
Figure I.6 : plan entre-sol 2.....	7
Figure I.7 : plan étre-sol 1.....	8
Figure I.8 : plan R D C.....	8
Figure I.9 : plan étage courant.....	9
Figure I.10 : plan de toiture.....	9
Figure □.11. : Contrainte déformation du béton pour ELU.....	12
Figure □.12 : contrainte déformation du béton pour ELS.....	12
Figure □.13 : contrainte-déformation de l'acier pour ELU.....	14

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

Figure II.1 : poutre périphérique.....	18
Figure II.2 : plancher en dalle pleine	18
Figure II.3 : coupe de voile en élévation	19
Figure II.4 : schéma de la dalle ascenseur.....	20
Figure II.5: schéma détaillé d'un escalier	21
Figure II.6 : schéma de l'acrotère	23
Figure II.7 : sollicitation de l'acrotère	23

Chapitre IV : Etude le ferrailage des éléments structuraux

Figure IV.1 : ferrailage de L'acrotère.....	52
Figure IV.2. La section d'acier.....	53
Figure IV.3. ferrailage de l'acrotère.....	56

Chapitre V : Etudes des éléments de l'infrastructure

Figure V.1 : schéma d'un Semelles isolées.....	66
Figure V.2 : schéma d'un radier générale.....	67
Figure V.3 : schéma d'un Semelle filante.....	67
Figure V.4 : Réaliser un radier en béton armé	68
Figure V.5 : schéma de longrine.....	73

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

Tableau II.1. calcule épaisseur dalle pleine.....	18
Tableau II.2. Calcul épaisseur dalle ascenseur	20
Tableau II.3 : récapitulatif de la descente de charge.....	26

Chapitre III : étude sismique

Tableau III.1 : calcule le facteur de qualité Q.....	29
Tableau III.2 : Vérification de la Base Réactions.....	30
Tableau III.3 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	31
Tableau III.4 : Vérification du déplacement inter-étages suivant les deux sens..	31
Tableau III.5 : Vérification de modal participation massique ration.....	32
Tableau III.6 : Vérification de l'effort P- Δ	34
Tableau III.7: Centre de masse et centre de torsion et Excentricité accidentelle	35
Tableau III.8 : Déplacements et Efforts tranchant de chaque diaphragme.....	36
Tableau III.9 : Vérification des déplacements.....	36
Tableau III.10 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	37
Tableau III.11 : vérification vis à vis de l'effet P - Δ dans le sens x	38
Tableau III.12 : vérification vis à vis de l'effet P- Δ dans le sens y	38
Tableau III.13 : Effort normal réduit.....	39

Chapitre IV : Etude le ferrailage des éléments structuraux

Tableau IV.1: Efforts internes maximums des dalles pleines (eps=20cm).....	40
Tableau IV.2 : tableau récapitulatif de Ferrailage de la dalle pleine.....	41
Tableau IV.3: Efforts internes maximums des dalles pleines (eps=25cm)	43
Tableau IV.4 : calcule armature transversal	43
Tableau IV.5 : tableau récapitulatif de vérification a ELS.....	44
Tableau IV.6 : Efforts internes maximums d'escalier	46
Tableau IV.7 : tableau récapitulatif de Ferrailage d'escalier	46
Tableau IV.8 : calcule armature transversal	47
Tableau IV.9 : tableau récapitulatif de vérification a ELS.....	47
Tableau IV.10 : cas des contraintes.....	48

Tableau IV.11 : Effort interne de la dalle pleine de poutre périphérique...49

Tableau IV.12 : calcule armature transversal	49
Tableau IV.13 : tableau récapitulatif de Ferrailage de poutre périphérique	50
Tableau IV.14 : tableau récapitulatif de vérification a ELS.....	50
Tableau IV.15 : Exemple de calcul.....	60
Tableau IV.16 : Calcul des contraintes \pm	61
Tableau IV.17 : la section des aciers	61
Tableau IV.18 : la section des armatures horizontales.....	61
Tableau IV.19 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	62
Tableau IV.20 : Vérification a L'E.L.S.....	62
Tableau IV.21 : tableau récapitulatif de ratio des voiles.....	63

Chapitre V : Etudes des éléments de l'infrastructure

Tableau V.1:les dimensions du radier général.....	70
Tableau V.2 : sollicitations du radier général.....	72
Tableau V.3 : tableau récapitulatif de Ferrailage de la Fondation	72
Tableau V.4 : calcul la section d'armature et vérification dans l'acier et le béton avec des efforts internes Max.....	76
Tableau V.5 : Vérification à ELS.....	76

Tableau des symboles et notations

Symboles	Notations
A_{st}	Section du ferrailage tendu
A_{sc}	Section du ferrailage comprimé
A_{min}	Section minimale des armatures
A_{max}	Section maximale des armatures
A_t	Section d' un cours d'armature transversales
ACC	Combinaison accidentelle
A.N	Axe neutre
$B_{,S}$	Section d'un élément en béton
B_r	Section réduite du poteau
B	Largeur d' une section rectangulaire ou de la table de compression
b_0	Largeur de la nervure d' une section en T
b_1	Largeur d' une aile de section en T
C	Cohésion du sol
C_t	Coefficient de période
D	Facteur dynamique
D	Distance entre le centre de gravité des armatures tendu et le fibre supérieur(plus comprimé)
d'	Distance des acier comprimés à la fibre de béton la plus comprimée
E	Charge sismique
E_{ti}	Module d'élasticité instantané
E_{vj}	Module d'élasticité différé
E_i	Module de Young
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite service
ELA	Etat limite accidentelle
E	Distance minimale d' une armature au parement de béton le plus proche, excentricité
e_a	Excentricité additionnelle
eh	Distance horizontale entre deux barres (ou groupes de barres)
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton seul ou excentricité structurale
e_1	Excentricité du premier ordre
e_2	Excentricité de second ordre
eH	Distance horizontale entre axes de deux barres (ou groupes des barres)
F	Flèche
f_{adm}	Flèche admissible
FA	Force accidentelle
f_{cj}	Effort de compression a « j » jour
F_{28}	Effort de compression a 28 jours
f_{tj}	Effort de traction a « j » jour
F_p	Forces horizontales
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
G	Charges permanentes
G	Giron (escalier)
h	Hauteur d'un élément
he	Hauteur libre de litage
I	Moment d'inertie
i	Rayon de giration
K	Coefficient de raideur du sol

L	Longueur d'un élément
I	Largeur d'un élément
LF	Longueur de flambement
M	Moment exercé sur un élément
M0	Moment statique
MT	Moment en travée
MA	Moment en appui
Mr	Moment de référence
MU	Moment ultime
Mser	Moment service
n	Coefficient d'équivalence acier-béton
N	Effort normal exercée sur un élément
NU	Effort ultime
Nser	Effort service
PP	Poids propre du béton
Q	Charges d'exploitations
q	Charges réparties sur un élément
QX.QY	Facteurs de qualité suivant x et y
R	Coefficient de comportement
s	Espacements entres armatures
T0	Charges climatique (Température)
T	Période fondamentale de la structure
T _v	Effort tranchant exercée sur un élément
T1 ; T2	Températures minimale et maximale respectivement
W	Poids d'un élément
Y	Position de l'axe neutre
Z	Bras de levier de la résultante des forces de compression
α	Angle.
θ	Coefficient d'application
β	Coefficient de pondération.
γ	Poids volumique
γ_b	Coefficient de sécurité du béton γ_s .
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
δ	Espacements de cadres
ϵ	Déformation relative
ζ	Coefficient de poisson
η	Coefficient de fissuration
λ	Elancement géométrique
μ	Moment réduit
ν	Coefficient de poisson
σ_{bc}	Contrainte de béton
$\overline{\sigma_{bc}}$	Contrainte admissible de béton
σ_s	Contrainte de l'acier
$\overline{\sigma_s}$	Contrainte admissible de l'acier
τ	Contrainte tangentielle
$\overline{\tau_u}$	Contrainte ultime de cisaillement
Ψ	Coefficient de la température
ϕ	Angle de frottement
ρ	Masse volumique

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale

L'Algérie est un pays situé dans une zone sismiquement active, exposé à des risques sismiques significatifs en raison de sa position géographique. La wilaya d'Aïn Témouchent, située sur la côte nord-ouest de l'Algérie, ne fait pas exception à cette réalité. En raison de cette situation, il est essentiel de prendre des mesures de précaution adéquates lors de la conception et de la construction des bâtiments pour garantir leur sécurité en cas de tremblement de terre.

Dans cette étude, nous nous concentrons sur l'évaluation sismique d'un bâtiment R+9 avec deux sous-sols situé dans la wilaya d'Aïn Témouchent. Un bâtiment de cette taille et de cette complexité nécessite une analyse approfondie pour déterminer sa capacité à résister aux forces sismiques et pour assurer la protection des occupants.

L'objectif principal de cette étude est de déterminer les charges sismiques auxquelles le bâtiment sera soumis et d'évaluer sa réponse structurelle en cas de séisme. Pour ce faire, différentes méthodes et outils d'analyse sismique seront utilisés, tels que les spectres de réponse, les modèles numériques et les codes de construction en vigueur.

La principale préoccupation lors de l'étude sismique d'un bâtiment est de garantir la sécurité des occupants et de minimiser les dommages structurels en cas de tremblement de terre. Les résultats de cette étude aideront les ingénieurs et les concepteurs à prendre des décisions éclairées sur la conception structurelle du bâtiment, en tenant compte des normes de construction sismique et des réglementations locales.

Il convient de souligner que la réalisation d'une étude sismique approfondie est d'une importance capitale pour les projets de construction dans des zones à risque sismique élevé. En Algérie, les réglementations en matière de construction sismique sont continuellement mises à jour pour garantir la sécurité des bâtiments et des occupants. Cette étude contribuera à respecter ces réglementations et à assurer la résilience sismique du bâtiment étudié.

L'étude est conforme aux règles parasismiques algériennes 99 modifiées en 2003. le calcul de l'ouvrage en béton armé peut se faire, soit par les méthodes flexion simple et flexion composé

Le logiciel ETABS qui est l'un de ces derniers offre plusieurs avantages parmi lesquels :

_ Les caractères de précision des résultats et l'efficacité de son analyse.

Introduction générale

- _ La capacité de calcul
- _ La vitesse de conception et d'exécution
- _ L'analyse statique et dynamique

En conclusion, cette étude vise à évaluer la réponse sismique d'un bâtiment R+9 avec deux sous-sols dans la wilaya d'Aïn Témouchent, en Algérie. En utilisant des méthodes et des outils d'analyse appropriés, nous chercherons à déterminer les charges sismiques et à concevoir une structure robuste qui puisse résister aux secousses sismiques potentielles.

Ce mémoire est réparti en 5 chapitres, qui sont comme suit :

Chapitre 01 : il est consacré sur Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Chapitre 02 : Ce chapitre parle sur Pré dimensionnement des éléments de la structuraux et Descente des charges

Chapitre 03 : dans ce chapitre on étudie la coté sismique

Chapitre 04 : Etude le ferrailage des éléments structuraux

Chapitre 05 : finalement l'étude des éléments de l'infrastructure

CHAPITRE I :
Présentation de l'ouvrage
et caractéristiques des
matériaux

I.1 Introduction :

L'ingénieur en génie civil doit disposer des connaissances de base sur lesquelles il va prendre appui lors de l'étude d'une structure en béton armé, afin que cette dernière réponde à certaines exigences indispensables à son exploitation qui sont la sécurité et la durabilité ainsi que le prix de revient ou le facteur d'économie qui ne doit pas être ignoré.[1]

Ce chapitre permet de donner une idée générale sur le projet qui va être l'objet de notre étude (dimensions en plan, en élévation, système structural). [1]

I.2 Présentation de l'ouvrage:

notre étude est un bâtiment à usage d'habitation+services implantés en zone de moyenne sismicité (zone $\square a$), composé de deux entres sols, d'un rées-de chaussée et neuf étages . Il a une ossature en voiles porteur et dalle pleine en béton armé, les planchers d'étage courant et terrasse sont composés de dalle en béton armé. Les remplissages des façades sont en maçonnerie, le système de fondation est constitué d'un radier général .

cette étude sera conforme aux exigences des règles CBA93, RPA99 V2003,(règles en vigueur en Algérie).

I.3.Caractéristiques de la structure :

I . 3.1.Dimensions en élévation :

- ✓ Hauteur totale de bâtimentH = 36.72m.
- ✓ Hauteur de RDC.....h =3.06m.
- ✓ Hauteur d'étage couranth = 3.06m.

I . 3.2.Dimensions en plans:

- ✓ Longueur totaleL long =26.3m.
- ✓ Largeur totale.....L trans=13.1m

I . 3.3.Eléments de l'ouvrage :

❖ Planchers :

La dalle pleine en béton armé a une épaisseur comprise entre 16 cm et 25 cm. Cette dalle est armée afin d'augmenter la résistance mécanique de la structure. Ce type de

dalle facilite l'incorporation des câbles et canalisations tout en offrant une bonne isolation.

❖ **Maçonnerie :**

• **Murs extérieurs :**

Ils seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10cm et 15cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (15+5+10).

• **Murs intérieurs :**

Ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

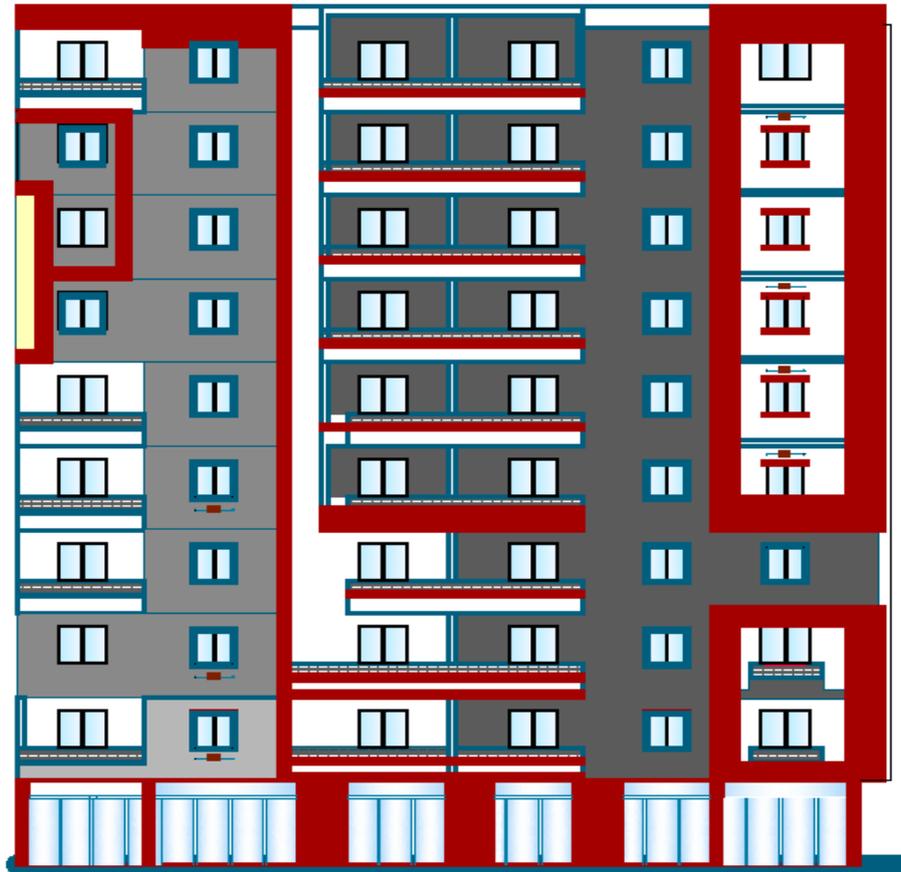
❖ **Les Revêtements :**

- ✚ Mortier de ciment pour les murs de façades et les salles d'eau.
- ✚ Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- ✚ Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

I.4.Plans D'architecture :



figure I.1 : Façade principal



FACADE POSTERIEURE COMMERCIALE

Figure I.2 : façade postérieure commerciale

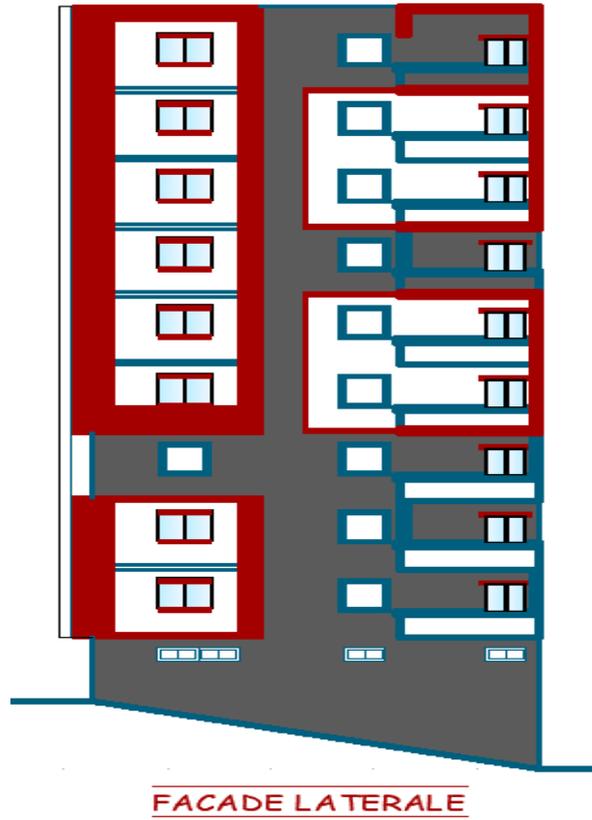


Figure I.3 : facade la terale

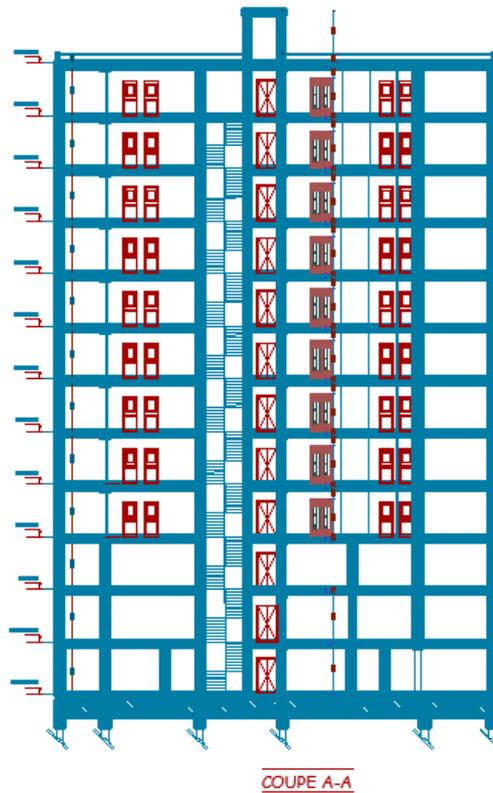


Figure I.4 : coupe A-A

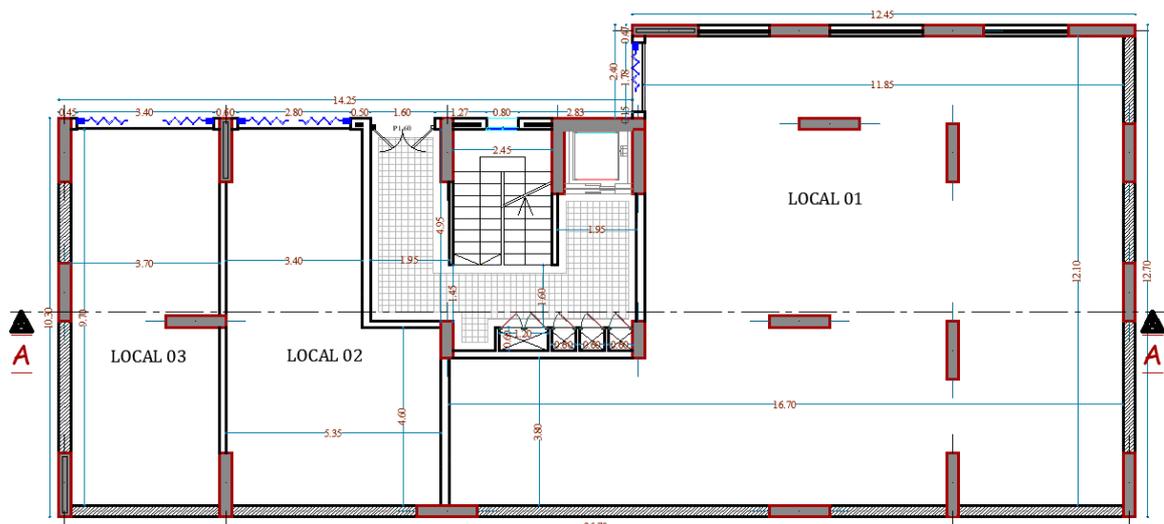
1.5. Données architecturales

Le bâtiment est de forme 'rectangulaire' de 26,30 m de longueur et 13,10 m de largeur. Il comporte neuf (09) niveaux plus deux entre-sol avec une cage d'escalier et ascenseur pour la relation entre les niveaux.

Les étages courants sont d'une architecture identique, chaque étage est composé de deux (02) logements de type F4 et F5

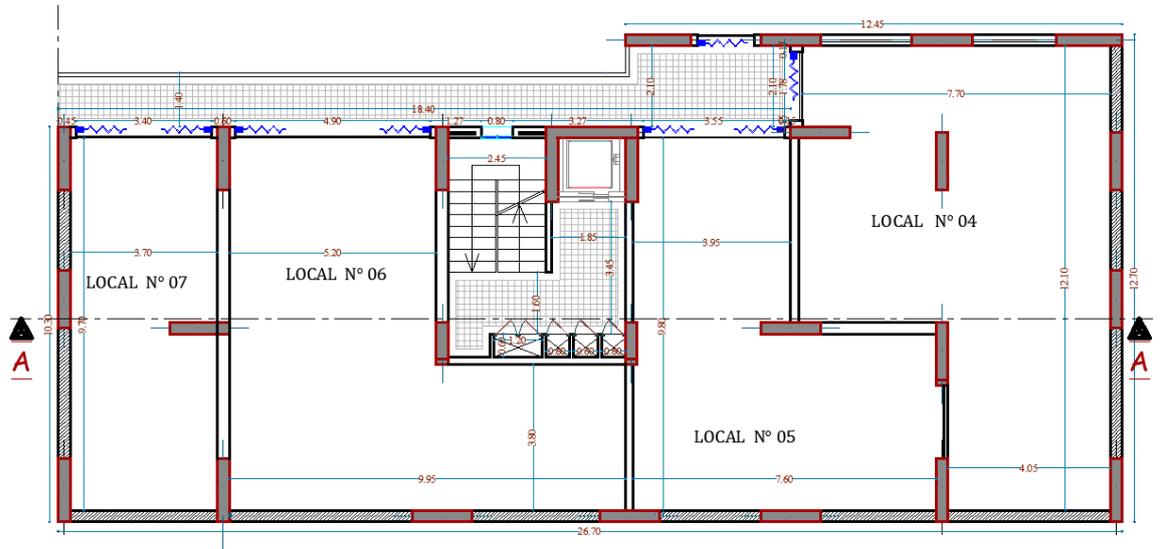
fiche technique du bloc A en R+9+ 2 entre-sol	
NIVEAU / BLOC	A
ENTRE-SOL 02	03 locaux
ENTRE-SOL 01	04 locaux
RDC	06 locaux
1ER ETAGE	02 LGTS
2EME ETAGE	02 LGTS
3EME ETAGE	02 LGTS
4EME ETAGE	02 LGTS
5ème ETAGE	02 LGTS
6ème ETAGE	02 LGTS
7ème ETAGE	02 LGTS
8ème ETAGE	02 LGTS
9EME ETAGE	02 LGTS
TOTAL logemets	18 LGTS

figure I.5 : fiche technique du bloc A



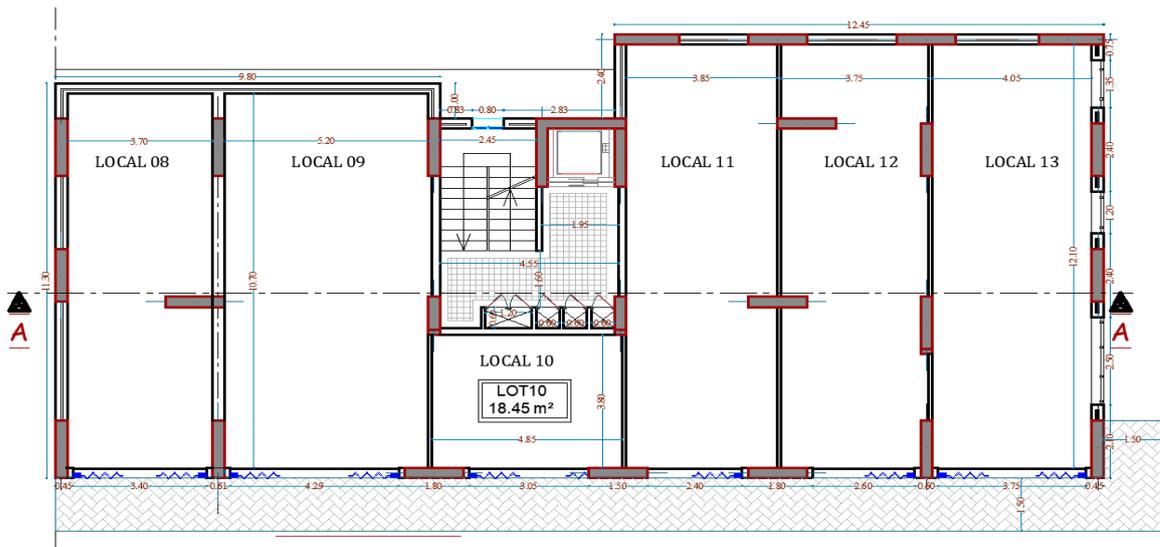
PLAN ENTRE SOL 02

Figure I.6 : plan entre sol 2



PLAN ENTRE SOL 01

Figure I .7. plan entre sol 1



PLAN RDC

Figure I .8. plan RDC

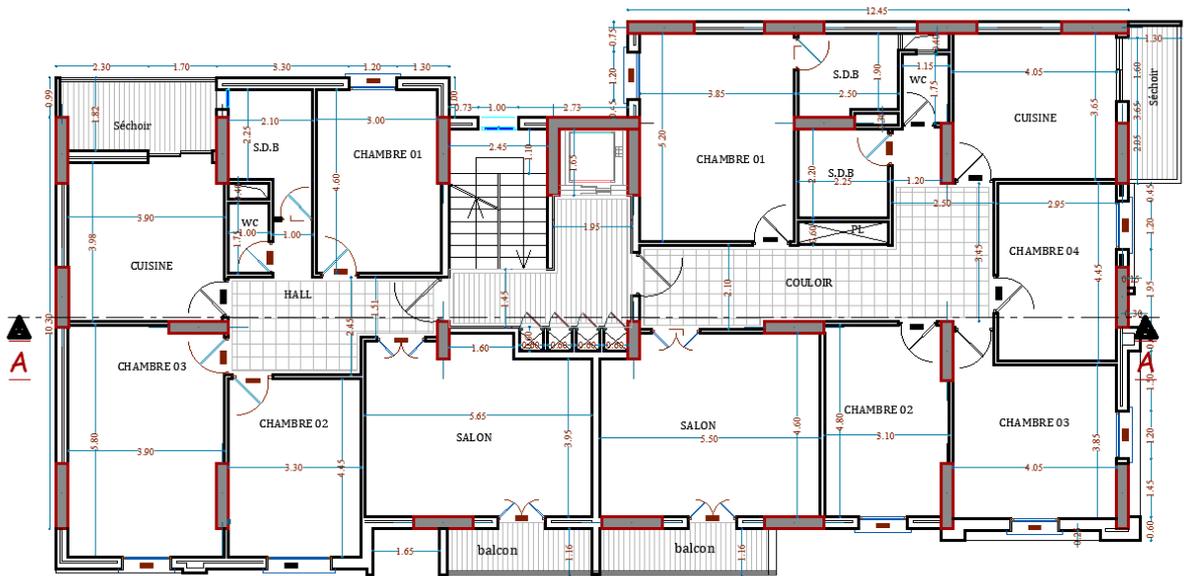
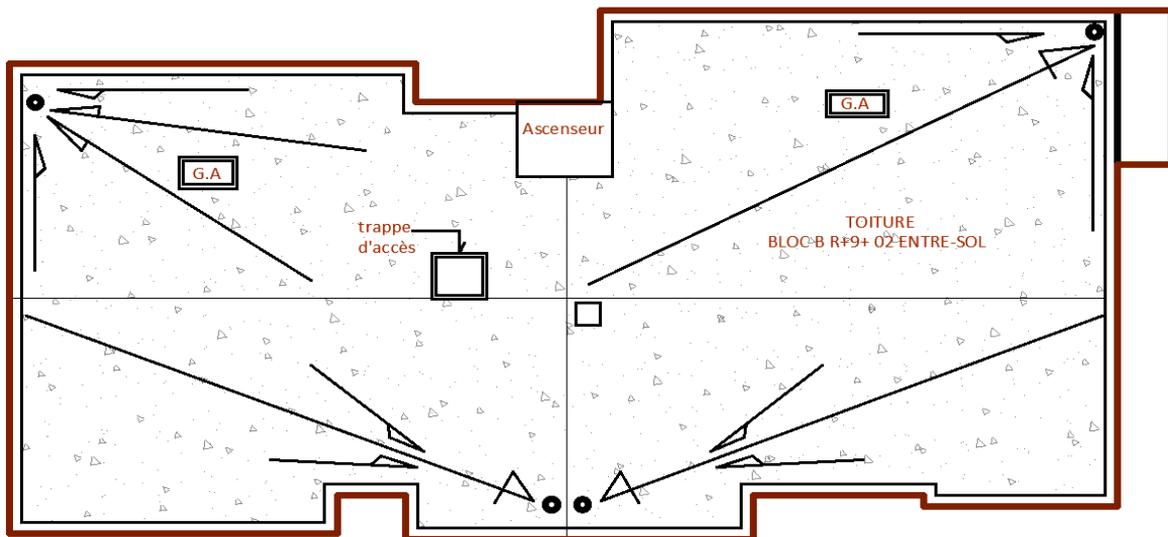


Figure I.9. plan étage courant



PLAN DE TOITURE

Figure I.10. plan de toiture

I.6. caractéristiques des matériaux :

- **Le béton :**

est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de colle. le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

I.6.1. Les compositions du béton

- **Le ciment :**

est un liant mou qui durcit et durcit possédant ainsi des propriétés de cohésion et d'adhérence en présence d'eau, ce qui le rend capable de lier les éléments de béton entre eux. L'utilisation la plus importante du ciment est le mortier et le béton, car il lie les matériaux synthétiques ou naturels pour former des matériaux de construction solides qui résistent aux influences environnementales normales

- **Les Granulats :**

Comprennent les sables et les graviers

- **Le sable :**

Est un matériau granulaire naturel composé de particules de roche finement émiettées et de copeaux de minéraux. Il est défini par la taille comme le matériau dont les grains sont plus petits que le gravier et plus gros que le limon. La grosseur des grains est généralement inférieure à 5mm

- **Graviers :**

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

- 3/8 → pour les chapes en béton
- 8/15 → pour béton armé de section moyenne
- 15/25 → pour béton de grande section

- **L'eau :**

L'eau utilisée pour mélanger le béton doit être propre et exempte de substances nocives telles que les huiles, les acides, les sucres, les sels et autres matières organiques susceptibles d'affecter les composants du béton ou de l'acier d'armature.

- ❖ **Dosage du béton :**

On appelle dosage, le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

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

- ✓ Ciment (CPA 325).....dosé à 350kg /m³
- ✓ Sable0 < Dg < 5mm 400 L →
- ✓ Gravier.....8mm < Dg < 25mm 800L →
- ✓ Eau de gâchage.....175 L

I.7. caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- **Masse volumique :**

La masse volumique du béton est une mesure du poids du béton par unité de volume. Un béton de poids normal pèse entre 2200 et 2400 kg/m³

- **Coefficient de dilatation :**

Sa valeur moyenne est prise égale à celle de l'acier soit 10.

Cette circonstance a permis le développement du béton armé.

- **Retrait hygrothermique :**

Fissures de retrait thermique : Au cours du processus de durcissement précoce la chaleur est générée à la suite de la réaction chimique entre l'eau et le ciment.

➤ **Fluage :**

Il se développe sous une charge et vient s'ajouter au retrait hygrométrique.

I.8. Résistances mécaniques du béton :

I.8.1. Résistance à la compression f_{cj} :

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton .dans les calculs. On se réfère habituellement à la résistance à **28 jours** d'âge, cette valeur est représentée par le symbole f_{c28} . Dans notre cas ,et suite à la campagne d'essais (scléromètre, ultrason) effectuée par le maitre de l'ouvrage ,il a été constaté une résistance moyenne de **20 MPa**.

I.8.2. Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à « j » jours se déduit conventionnellement de :

La relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

Donc : $f_{c28} = 2,10 \text{MPa}$

I.9. Définition:

Etat limite final est un cas particulier après lequel le constructeur ou un élément de celui-ci ne remplit pas ses fonctions ou les conditions pour lesquelles il a été accompli.

Le principe du béton armé dans la plupart des structures. Il y a des endroits soumis à la pression et d'autres aux contraintes de traction, et on sait que le béton résiste bien aux contraintes de compression et ne résiste pas aux contraintes de traction ; mais l'acier leur résiste bien ensemble d'où l'idée de placer des barres dans les zones sollicitées est venue.

I.10. Etat limite ultime (ELU) :

Pour le calcul à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur le diagramme de contraintes déformations.

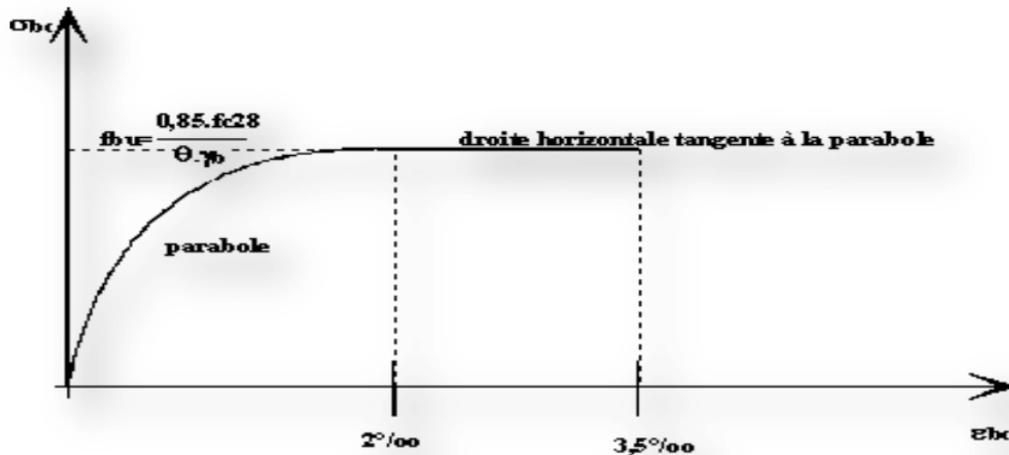


Figure □.11. : Contrainte déformation du béton pour ELU[2]

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression

γ_b : coefficient de sécurité du béton

⇒ 1,25 pour les combinaisons accidentelles

⇒ 1,50 pour les combinaisons normales

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. il est fixé à :

- 1 durée > 24 heures
- 0,9 1 heure > durée > 24 heures
- 0,85 durée > 1 heure

I.11. Etat limite service (ELS) :

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire. ce dernier est défini par son module d'élasticité .

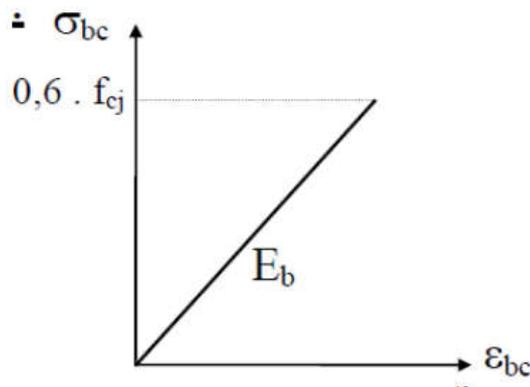


Figure □.12 : contrainte déformation du béton pour ELS[2]

La contrainte ultime de service en compression est limitée par σ_{bc} soit : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

I.12. Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par τ :

$\tau = \min(0,13f_{cj}, 4\text{MPa}) = 2,60\text{MPa}$ fissuration non ou peu préjudiciable.

$\tau = \min(0,10f_{cj}, 3\text{MPa}) = 2\text{MPa}$ fissuration préjudiciable.

I.13. Module de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale du béton est défini selon la durée d'application des contraintes normales.

$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$ pour des charges instantanées..... [3]

$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$ pour des charges différées.....**BAEL91 Version 99** [3]

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,16\text{MPa}$

$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3}$ pour des charges de longues durées

I.14. Coefficient de poisson :

Le coefficient de POISSON ν est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative

$\Rightarrow \nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat limite ultime (ELU).

$\Rightarrow \nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat limite service (ELS).

I.15. Les aciers :

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone. Il se distingue des fontes et des ferroalliages par sa teneur en carbone comprise entre 0,02 % et 2 % en masse. Son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue :

- Les fers doux (ronds, ordinaires,...)
- Les fers à nuances à hautes adhérences.

I.15.1 Contrainte limite :

I.15.2. Etat limite ultime (ELU) :

Pour le calcul, nous utilisons le diagramme contrainte-déformation suivant :

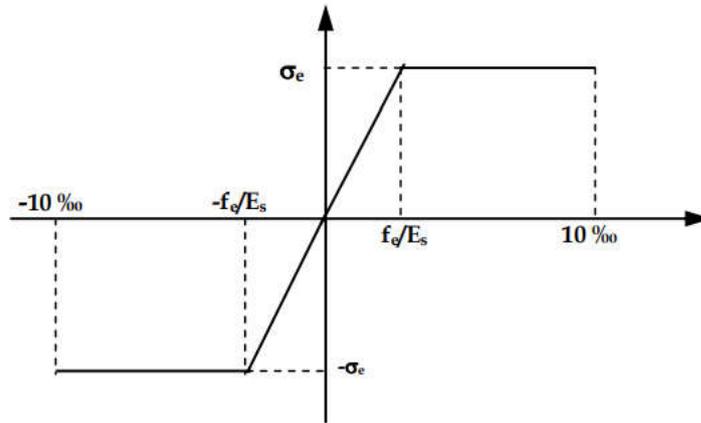


Figure □.13 : contrainte-déformation de l'acier pour ELU[4]

γ_s : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles

$\gamma_s = 1,15$ cas de situations durable ou transitoire

Pour les aciers *FeE500* on a :

$$\varepsilon_{es} = \frac{500}{1,15 \times 2 \cdot 10^5} = 2,17 \text{ ‰}$$

$\sigma = 348 \text{ MPa}$

$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$ avec $E_s = 200000 \text{ MPa}$

I.15.3 Etat limite ultime service (ELS) :

les contraintes de l'acier ne sont pas limitées sauf en état limite d'ouverture des fissures :

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

η : coefficient de fissuration

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

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence (HA).

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

I.16 Actions et sollicitations :

◆ Action :

On appelle **actions** les forces appliquées à une construction soit directement (charges permanentes, d'exploitation, climatiques, etc.), soit indirectement, et résultant alors de déformations imposées (retrait, fluage, variations de température, tassements, etc.).

◆ **. Les actions permanentes (G) :**

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Poids propre de la structure.
- Poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).
- Efforts (poids, poussée des eaux et des terres).
- Efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

◆ **Les actions variables (Q) :**

Elles varient de façon importante dans le temps :

- Les charges d'exploitation (Q)
- Les charges climatiques (T)
- Séismes (E)
- Explosion (gaz, bombes)

◆ **sollicitations :**

On appelle **sollicitations** les efforts (effort normal, effort tranchant) et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

a -sollicitations verticales :

elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher , poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations

b-sollicitation horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitués par les portiques.

le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles **B.A.E.L91, CBA93 et R.P.A99 V2003.**

I.17.Hypothèses de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

État limite ultime "ELU" :

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOULLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance à cause de sa faible résistance en traction.

- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

I.18.Conclusion :

Suite à la définition de l'ouvrage et l'explication des caractéristiques de base des matériaux utilisés on peut entamer le pré dimensionnement des éléments et décente des charges dans le chapitre qui suit.

Chapitre II :
Pré dimensionnement des éléments
structuraux et descente
des charges

□.1.Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but “ le pré-calcul “des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99/version2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton.

II.2. Pré dimensionnement :

I.3.Les poutres :

Définition : Les poutres sont des éléments horizontaux qui appartiennent au groupe des éléments de protection en structure supérieure et travaillent en flexion et parfois en compression et flexion. Son rôle : Les affluents jouent un rôle essentiel qui est de véhiculer les efforts qui s'exercent sur eux vers les colonnes c'est-à-dire entre les appuis et leurs dimensions sont calculés en fonction de leur résistance et de l'importance du projet.

➤ Poutre périphérique :

❖ Selon BAEL91 :

$$L_{max} = 520 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3 \leq b \leq 0,7h \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \\ 0,3 \cdot 45 \leq b \leq 0,7 \cdot 45 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 34,66 \leq h \leq 52 \\ 13,5 \leq b \leq 31,5 \end{array} \right.$$

❖ Vérification suivant R.P.A

$$\left\{ \begin{array}{l} h > 30 \\ b > 20 \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 35 \dots\dots\dots C.V \\ b = 30 \dots\dots\dots C.V \\ \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \text{cm} \dots\dots\dots C.V \end{array} \right.$$

Donc, on choisit une poutre de section ”30x35”

Avec :

L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

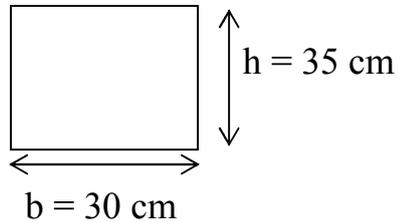


figure II.1. Poutre périphérique

II.4.PLANCHER EN DALLE PLEINE :

Les planchers sont réalisés en Dalle pleine pour tous les niveaux de la structure .

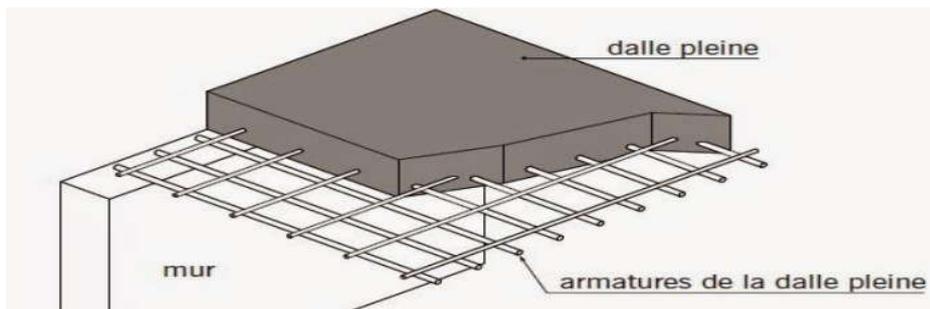


Figure II.2. plancher en dalle pleine[1]

Tableau II.1.calcul épaisseur dalle pleine

DP	03 et 04 appui	
L (cm)	460	510
e (cm)	15,33 / 11,5	17 / 12,75
	20	20

II.5.Les voiles :

II.5.1Définition :

Les voiles sont des éléments verticaux essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fonctions de reprendre les efforts horizontaux dus aux séismes

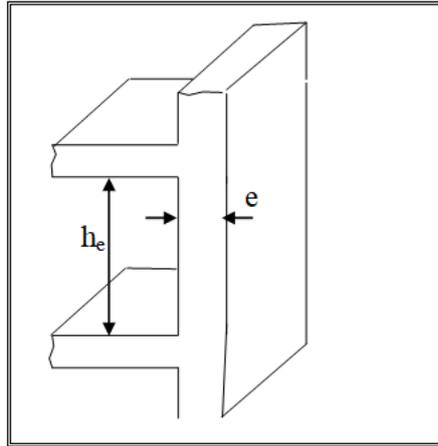


Figure II.3. Coupe de voile en élévation

D'après RPA99/ version 2003, l'épaisseur minimale de voile périphérique « e » est de 15 cm ; il doit vérifier les conditions suivantes :

$$H_e = 306 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{H_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm (Libre)}$$

$$e \geq \frac{H_e}{22} = \frac{306}{22} = 13,9 \text{ cm (Rigidee 1 extrimee)}$$

$$e \geq \frac{H_e}{25} = \frac{306}{25} = 12,24 \text{ cm (Rigidee 2 extrimee)}$$

Soit : esp = 30cm

II.6.Dalle Ascenseur:

La dalle d'ascenseur est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse. Cela est dû au mouvement de

l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

L'ascenseur se compose essentiellement de :

- D'une gaine ou trémie
- Une cabine
- Une machinerie (moteur, câbles...)
- Un système de commande
- Le contrepoids

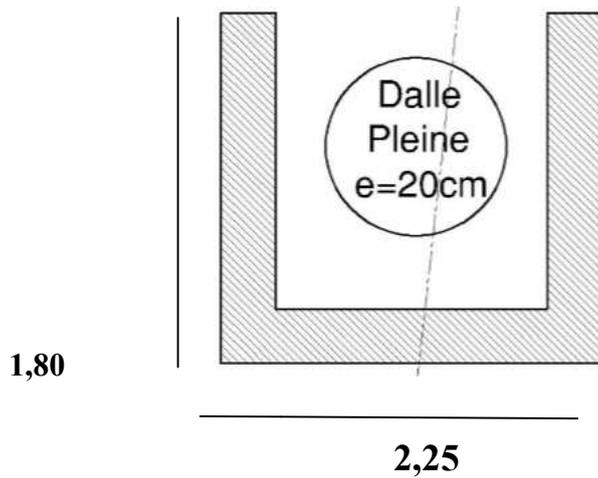


Figure II.4:Schéma de la dalle ascenseur

On doit vérifier 2 conditions

$l_y=2,25$ m longueur de la dalle

$l_x=1.80$ m largeur de la dalle

Tableau II.2. calcul épaisseur dalle ascenseur

DP	03 et 04 appui	
L (cm)	225	
e (cm)	5,625	4,50
	25	

II.6.1 Condition de l'E.N. A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise l'épaisseur $\text{min}=25$ cm

On prend : $e_{ps}=25$ cm.

II.7. ESCALIERS :

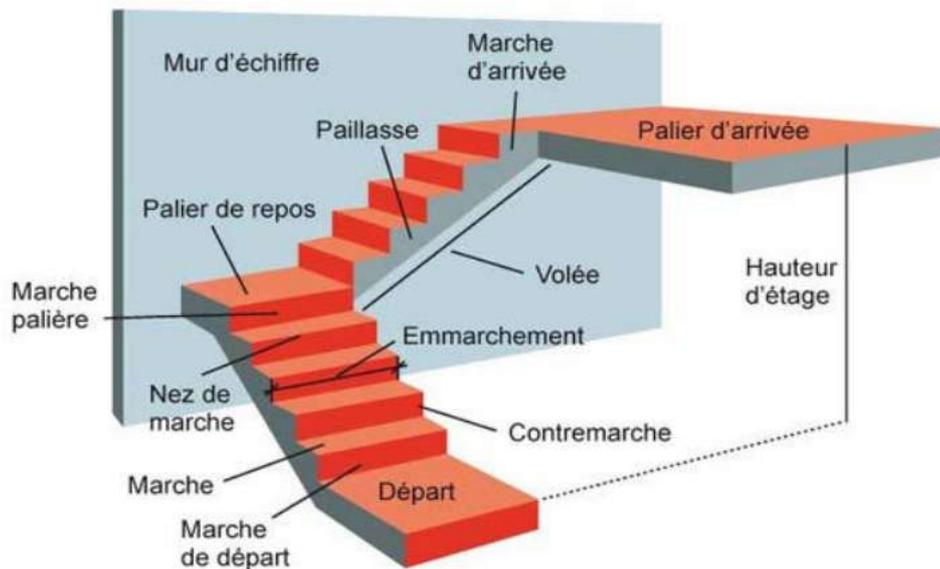


Figure II.5: schéma détaillé d'un escalier[5]

II.7.1.Définition : Sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.[5]

Le pré-dimensionnement des escaliers est basé sur les expressions de BLONDEL.

D'après la formule de BLONDEL, le tracé de l'escalier est correct si :
Il est caractérisé par :

La montée ou la hauteur d'escalier (H).

La hauteur d'un contre marche (h).

Le giron : la largeur de marche (g).

L'embranchement : la largeur de la volée (b).

La contre marche : la partie verticale d'une marche.

La paillasse : plafond qui monte sous marches.

Le palier : la partie horizontale.

La volée : suite ininterrompue des marches.

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

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

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

Pour vérifier que la condition convient, on utilise la formule

- empirique de « *BLONDEL* »[6] : **$g+2h=m$**

Avec : $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$ [6]

Dans notre cas nous avons :

$$14 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

$$L_v = 240 \div 8 = 30$$

$$22 \text{ cm} \leq g = 30 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq g+2h = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$$

Donc on adopte : **$h = 17 \text{ cm}$**

$g = 30 \text{ cm}$

Palier de repos : 110cm

$$H_t = \frac{3,06}{2} = 1,53$$

II.7.2 Nombre de contre marche et de marche :

$N_{c.m} = H/2h$ H : hauteur libre d'étage

$$N_{c.m} = \frac{3,06}{2 \times 17} = 9 \text{ contre marches}$$

$$N_m = N_{c.m} - 1 = 8 \text{ marches.}$$

- ◆ La longueur de la volée :
 $L_v = N_m \times g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$

II.7.3. L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg} \alpha = H/L = \frac{3,06 \div 2}{240} = 0,64$$

$$\alpha = \text{cotg} (0,64) = 32,6^\circ$$

L'épaisseur de la pailasse est calculée suivant la condition :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L = (L_v^2 + H^2)^{1/2} = (240^2 + 153^2)^{1/2} = 284,6 \text{ cm}$$

$$\frac{284,6}{30} \leq e \leq \frac{284,6}{20}$$

$$9,49 \text{ cm} \leq e \leq 14,23 \text{ cm}$$

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$ (Pour les raisons de la vérification de la flèche)

II.8. MAÇONNERIE

Brique double parois (30cm) :

Enduit extérieur en ciment 36dan/m²

Cloisons extérieures (15cm).....	130dan/m ²
Vide d'air (5cm)	00dan/m ²
Cloisons intérieures (10cm).....	90dan/m ²
Enduit intérieur en ciment	36dan/m ²

$G_t=2.92 \text{ kN/m}^2$

Brique simple parois (10cm)

Enduit extérieur en ciment	36dan/m ²
Cloisons intérieures (10cm).....	90dan/m ²
Enduit intérieur en ciment	36dan/m ²

$G_t=1.62 \text{ kN/m}^2$

-Brique simple parois (15cm)

Enduit extérieur en ciment	36dan/m ²
----------------------------------	----------------------

II.9.ACROTÈRE :

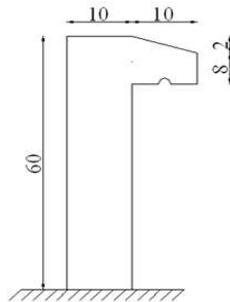


Figure .II.6.schéma de l'acrotère[7]

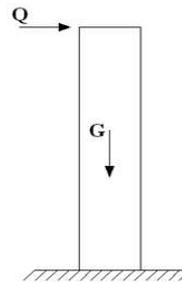


figure II.7.sollicitation de l'acrotère

Cloisons intérieures (10cm).....	130dan/m ²
Enduit intérieur en ciment	36dan/m ²

$G_t=2.02 \text{ kN/m}^2$

II.9.1.Évaluation des charges :

$S = 0,069\text{m}^2$

$P = 1.725 \text{ ml}$

Charges permanentes :

- 1 Poids propre de l'acrotère: $25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ ml}$
- 2 – Revêtement : $0,504 \text{ KN/ml}$

$G=2.23 \text{ KN/ml}$

❖ Surcharge d'exploitation :

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

II.10.DESCENTE DES CHARGES :

II.10.1.Niv Terrasse inaccessible :

Gravillon de protection...5cm	0,90
Etanchéité en multiple couche + par vapeur en feutre	0,12
Béton de la Forme de pente (ep moy=10cm) + isolation thermique en polystyrène expansé (4cm).....	2,26
Dalle pleine 20cm	5,00
Enduit plâtre	0,10

❖ Charges permanentes

Gt=8.38 kN/m² ... (avec Poids propre)

Gt=3.38 kN/m² ... (sans Poids propre)

❖ Charges d'exploitation : Qt=1.00kN/m²

II.10.2.Niv ETAGE :

Carrelages (y/c mortier de pose) ...05 cm	1,00
Dalle pleine 20 cm	5,00
Enduit ciment.....2cm.....	0,36
Enduit plâtre.....1cm.....	0,10
Cloison légère.....	1,00

Charges permanentes surcharges d'exploitation

❖ Ge = 7,46kN/m² Qe=2,50kN/m² (bureau)

❖ Ge = 2,46 kN/m Qe=4.00kN/m² (circulation ; escalier salle d'archive)

Qe=1,50kN/m² (logement)

II.10.3.Séchoir :

Carrelages (y/c mortier de pose) ...05 cm	1,00
Dalle pleine 20 cm	5,00
Enduit ciment.....2cm.....	0,36
Enduit plâtre.....1cm.....	0,10
Cloison légère.....	1,00

Charges permanentes surcharges d'exploitation

$$\text{❖ } G_e = 7,46 \text{ kN/m}^2 \quad Q_e = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

II.10.4. BALCON :

Carrelages (y/c mortier de pose) ...05 cm	1,00
Dalle pleine 20 cm	5,00
Enduit ciment.....2cm.....	0,36
Enduit plâtre.....1cm.....	0,10
Cloison légère.....	1,00

Charges permanentes surcharges d'exploitation

$$\text{❖ } G_e = 7,46 \text{ kN/m}^2 \quad Q_e = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

II.10.5. Circulation :

Carrelages (y/c mortier de pose) ...05 cm	1,00
Dalle pleine 20 cm	5,00
Enduit ciment.....2cm.....	0,36
Enduit plâtre.....1cm.....	0,10
Cloison légère.....	1,00

Charges permanentes surcharges d'exploitation

$$\text{❖ } G_e = 7,46 \text{ kN/m}^2 \quad Q_e = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

II.10.6. Niv entre-sol COMMERCE :

Carrelages (y/c mortier de pose) ...05 cm	1,00
Dalle pleine 20 cm	5,00
Enduit ciment.....2cm.....	0,36
Enduit plâtre.....1cm.....	0,10
Cloison légère.....	1,00

Charges permanentes surcharges d'exploitation

$$\text{❖ } G_e = 7,46 \text{ kN/m}^2 \quad Q_e = 5 \text{ kN/m}^2 \text{ (local commerciaux)}$$

II.10.7. Niv Terrasse

Etanchéité en multiple couches + parvapeur en feutre	0,12
--	------

Béton de la Forme de pente (ep moy=10cm) + isolation thermique en polystyrène expansé (4cm).....2,26

Dalle pleine 25cm6.25

Enduit plâtre0,10

❖ **G= 8.73kN/m²** **Qe=1 kN/m²**

II.10.8.Ascenseur :

Ascenseur d'habitation :

Dimension interne de la Gaine au min=1.50x1.80

Le poids propre de cabine +moteur+2 câble Gt=9.10 kN/(2.25*1.8)=2.25kN/m²

Surcharge de 06 personnes : Qt=4.50/(2.25*1.8)=1.11 Kn/m²

❖ **Charges d'exploitation : Qt=1.00kN/m²**

Tableau II.3 : récapitulatif de la descente de charge

	G (kN/m ²)	Q(kN/m ²)
Terrasse inaccessible	8.63	1
Niveau etage	7.46	2.5
Séchoir	7.46	3.5
balcon	7.46	1.5
Circulation	7.46	2.5
Niv entre sol	7.46	5
Ascenseur	2.25	1
acrotère	2.23	1

II.11.Conclusion :

Après avoir terminé le pré dimensionnement des différents éléments de la structure et estimation des charges et surcharges supportées et réparties à travers ces éléments ; on peut commencer l'étude sismique et justification de la stabilité de la structure dans le chapitre suivant.

Chapitre III
L'étude sismique

III.1.Introduction

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devraient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes. Certes, des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début du 20^e siècle mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comme réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

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

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

Les tremblements de terre sont généralement provoqués par des ondes sismiques naissant lors des déplacements brusques de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active). Des ondes de diverses natures et vitesses parcourent différents chemins avant d'atteindre un site et de soumettre le sol à divers mouvements.

III.2.Objectifs de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

-choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes suivantes :

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

III.3.Calcul de la force sismique totale : (suivant RPA99Version2003) :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_t \quad [8] \quad \text{Avec :}$$

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- WT : poids total de la structure.

Détermination des coefficients :

- ✓ Coefficient d'accélération de zone [8]
- ✓ A : donné par le tableau 4.1 (RPA 99V2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. $A=0,15$ (zone $\square a$, groupe 2) [8]
- ✓ **Coefficient de comportement global de la structure** Sa valeur donnée par le tableau 4.3(RPA99V2003) : $R= 3,5$ Le Coefficient De Comportement $R=3.5$ car le système est un Portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide [8]
- ✓ **Le facteur de qualité** : $Q= 1,20$

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum \square \square P_q$ [8]

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

Sa valeur est donnée au tableau 4.4

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

$$p_q = 0$$

Tableau III.1 : calcule le facteur de qualité Q [8]

Critère q »	xx	yy
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q_x = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 \quad Q_x = 1,2$$

$$Q_y = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 \quad Q_y = 1,2$$

✓ Le facteur de qualité : $Q = 1,20$

Facteur d'amplification dynamique moyen(D) :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure(T).

$$2,5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_1 \leq T \leq 3,0s$$

$$2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} \quad T > 3,0s \quad [8]$$

T_2 : période , caractéristiques associées à la catégorie de la suite et donnée par le tableau 4.7(RPA99V2003)

Périodes considérées du sol $T_1 = 0,15$

$$T_2 = 0,50 \text{ site classés en catégorie S3(site meuble)}$$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction des matériaux

Constitutifs du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tableau 4.2 (RPA99V2003)

$$\xi = 10\% \quad \text{donc} \quad \eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,764 > 0,7$$

T : la période fondamentale de la structure : $T = C_T h N^{3/4}$

hn : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au

dernier niveau : $h_n=36,72m$

CT : coefficient, fonction de système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (RPA99V2003)

CT =0.050

T = 0,050 × 36,72^{3/4} T = 0,746s

D = 2,5η ($\frac{T_2}{T}$)^{2/3} ⇒ D = 1,463

Poids total de la structure: WT

WT: est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau(i)

il est donné par le logiciel ETABS ⇒ **W = 5950.242 KN**

La force sismique totale V_{st} , appliquée à la base de la structure est donnée par la formule suivante :

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

$$V = \frac{0.15 \cdot 1.463 \cdot 1.2}{3.5} * 5950.242 = 447.696 \text{ KN}$$

III.4.VERIFICATIONS SISMIQUES :

Tableau III.2 : Vérification de la Base Reactions

TABLE: Base Reactions						
Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ Kn	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
G	0	1001.1813	55571.1003	324846.6552	-767239	109581.6155
P	0	0	10016.7134	57262.4336	-134178	0
EXS	4395.4497	0	0	403.9235	44128.9117	29105.0771
EYS	0	4395.4497	0	29102.8069	-175.3882	-66514.4957
T1	0	0	0	0	0	0
T2	0	0	0	0	0	0
EXD Max	5568.606	77.9986	0	936.3152	55721.5559	31258.0352
EYD Max	77.9979	6505.7046	0	42082.8648	759.8574	94575.6118

Les valeurs de l'effort tranchant calculées (V_{st}) et celles du logiciel etabs (V_{dyn}) sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3 : Vérification de l'effort tranchant à la base

	V _{st} [KN]	80% V _{st} [KN]	V _{dyn} [KN]	Vérification V _{dyn} ≥ 80%V _{st}
Sens x	4476.96	358.1568	5568.606	C.V
Sens y	4476.96	358.1568	6505.7046	C.V

➤ **Sens X:** $\frac{0,8.V_{st}}{V_{dyn}} = \frac{0,8 \cdot 4476,96}{5568,606} = 0,6$

➤ **Sens Y:** $\frac{0,8.V_{st}}{V_{dyn}} = \frac{0,8 \cdot 4476,96}{6505,7046} = 0,55$

III.5. Déplacement inter-étages :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99/2003** concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article **5.10**, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux autres étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

III.6.Vérification du déplacement inter-étages suivant les deux sens

Tableau III.4 : Vérification du déplacement inter-étages suivant les deux sens

Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Déplacement limite (1%he) [cm]	Vérification $drUx;drUY \leq 1\%he$
Sous-sol	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	3.06	CV
Sous-sol	0.0002	0.0003	0.0001	0.0002	3.06	CV
RDC	0.0010	0.0006	0.0008	0.0003	3.06	CV
1	0.0019	0.0007	0.0009	0.0001	3.06	CV
2	0.0026	0.0008	0.0007	0.0001	3.06	CV
3	0.0032	0.0009	0.0006	0.0001	3.06	CV
4	0.0037	0.0009	0.0005	00	3.06	CV
5	0.0041	0.0010	0.0004	0.0001	3.06	CV
6	0.0045	0.0010	0.0004	00	3.06	CV
7	0.0048	0.0010	0.0003	00	3.06	CV
8	0.0050	0.0011	0.0002	0.0001	3.06	CV
9	0.0053	0.0012	0.0003	0.0001	3.06	CV

III.7.Comportement dynamique de la structure :

Selon [RPA99-Article 4.3.4.a] le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes soit au moins égal à **90**. Les résultats obtenus sont cités dans le tableau ci-dessous.

III.7.1.Vérification de modal participation massique ration

Tableau III.5 : Vérification de modal participation massique ration

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.354	0.711	6E-06	0	0.717	0.863	0	0	0.309	0.001	0	0.309	0.001
Modal	2	0.168	1E-04	0.832	0	0.065	0.863	0	0.14	2E-05	0.028	0.14	0.309	0.029
Modal	3	0.149	0.003	0.031	0	0.857	0.863	0	0.006	2E-04	0.778	0.146	0.309	0.807
Modal	4	0.12	0.064	5E-05	0	0.864	0.902	0	4E-06	0.286	0.004	0.146	0.595	0.811
Modal	5	0.075	0.025	2E-06	0	0.924	0.904	0	7E-06	0.039	1E-04	0.146	0.634	0.811
Modal	6	0.056	5E-04	0.04	0	0.924	0.908	0	0.454	3E-04	0.006	0.6	0.634	0.817
Modal	7	0.052	0.019	0.002	0	0.924	0.929	0	0.024	0.028	4E-04	0.624	0.662	0.817
Modal	8	0.048	0.001	0.004	0	0.924	0.933	0	0.069	0.005	0.032	0.693	0.667	0.849
Modal	9	0.04	0.003	0.021	0	0.929	0.937	0	0.123	0.005	0.006	0.815	0.671	0.855
Modal	10	0.039	0.021	0.004	0	0.958	0.937	0	0.024	0.038	8E-07	0.839	0.709	0.855
Modal	25	0.014	4E-05	0	0	0.995	0.993	0	2E-06	1E-04	0.003	0.968	0.968	0.989
Modal	26	0.013	0	0.004	0	0.998	0.995	0	0.008	0	0	0.977	0.968	0.989
Modal	27	0.012	1E-04	7E-04	0	0.998	0.997	0	0.003	3E-04	0.002	0.979	0.969	0.991

- Le pourcentage des participations massiques atteint les **90%** dans le **5^{ème}** mode dans la direction **Y** et dans le **5^{ème}** mode dans la direction **X**.
- D'après ce tableau, on constate que le premier mode correspond à une translation dans la direction **Y**, avec un taux de participation égal à **83,2%** ; le deuxième mode correspond à une translation dans la direction **X** avec un taux de **71,10 %** ; et le troisième mode est un mode de torsion avec une translation inférieure à **10%** dans les deux sens .

L'effet P-Δ :

Selon [RPA99-Article 5.9] les effets du 2^o ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

❖ P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au

dessus du niveau « k » →
$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta \cdot W_{qi}) \quad [8]$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur de l'étage « k »

III.8.Vérification de l'effort P-Δ

Tableau III.6 : Vérification de l'effort P-Δ

étage	wk[T]	pk	ΔK		Vk		hk	θ _k		θ _{kx}	θ _{kx}
			UX	UY	Vx	Vy		θ _{kx}	θ _{kx}	≤ 0,1	≤ 0,1
Sous-sol	600.3639	5950.24	0.0001	0.0001	5568.606	6505.7046	3.06	0.00004	0.00003	CV	CV
Sous-sol	568.0538	5349.88	0.0002	0.0003	5478.5337	6357.6971	3.06	0.00006	0.00008	CV	CV
RDC	520.8425	4781.82	0.0010	0.0006	5406.3329	6074.1241	3.06	0.0003	0.0002	CV	CV
<u>1</u>	483.6255	4260.98	0.0019	0.0007	5223.6717	5659.1635	3.06	0.0005	0.0002	CV	CV
<u>2</u>	487.1359	3777.36	0.0026	0.0008	4913.5513	5175.7941	3.06	0.0007	0.0002	CV	CV
<u>3</u>	483.6255	3290.22	0.0032	0.0009	4515.5092	4645.7551	3.06	0.0008	0.0002	CV	CV
<u>4</u>	483.6255	2806.60	0.0037	0.0009	4040.7435	4073.8565	3.06	0.0008	0.0002	CV	CV
<u>5</u>	483.6255	2322.97	0.0041	0.0010	3495.8072	3464.3216	3.06	0.0009	0.0002	CV	CV
<u>6</u>	483.6255	1839.34	0.0045	0.0010	2888.1138	2818.909	3.06	0.0009	0.0002	CV	CV
<u>7</u>	483.6255	1355.72	0.0048	0.0010	2222.3253	2138.27	3.06	0.001	0.0002	CV	CV
<u>8</u>	481.7265	872.09	0.0050	0.0011	1507.3622	1434.1671	3.06	0.0009	0.0002	CV	CV
<u>9</u>	390.3668	390.37	0.0053	0.0012	744.6904	730.3784	3.06	0.0009	0.0002	CV	CV

- ❖ On constate qu'aucune valeur de θ_k n'est supérieure à **0,1** dans les deux sens **X** et **Y**. De ce fait, les effets **P-Δ** peuvent être négligés.

III.9.Vérification Vis-à-vis Le Renversment : (Art 5.5 du DTR BC 2.48)

pour assurer la stabilité de la structure au renversement il faut :

$$\text{L'excentricité } e = \frac{M_{\text{renversement}}}{W} < \frac{B}{4}$$

SELON X :

$$\text{L'excentricité } e = \frac{42082.8648}{59502.42} = 0.707 < \frac{26.3}{4} = 6.57 \quad \text{C.V}$$

SELON Y :

$$\text{L'excentricité } e = \frac{55721.5559}{59502.42} = 0.936 < \frac{13.1}{4} = 3.28 \quad \text{C.V}$$

Ou B est la dimension du bâtiment dans le sens de calcul.

III.10.Centre de masse et centre de torsion et Excentricité accidentelle.

Résultats trouvés par logiciel L'ETABS

Centre de masse et centre de torsion

Calcul de l'excentricité

Excentricité théorique

$$ex = |XCCM - XCR| ; ey = |YCCM - YCR|$$

$$eacc = 0,05 L$$

Tableau III.7 : Centre de masse et centre de torsion et Excentricité accidentelle

Story	Diaphragme	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Excentricité théorique		Excentricité acc	Excentricité	Excentricité
						ex	ey			
Story 1	D1	13.8	5.83	14.4	5.6	0.64	0.2	1.3	1.3	1.3
Story 2	D2	13.7	5.73	14.3	4.9	0.55	0.7	1.3	1.3	1.3
Story 3	D3	13.8	5.71	13.6	5.9	0.28	0.2	1.3	1.3	1.3
Story 4	D4	13.7	5.9	12.8	7.2	0.93	1.2	1.3	1.3	1.3
Story 5	D5	13.7	5.9	12.9	6.6	0.82	0.7	1.3	1.3	1.3
Story 6	D6	13.7	5.9	13.2	7.8	0.58	1.8	1.3	1.3	1.8
Story 7	D7	13.7	5.9	13	7.5	0.74	1.6	1.3	1.3	1.6
Story 8	D8	13.7	5.9	13.3	8	0.45	2.1	1.3	1.3	2.1
Story 9	D9	13.7	5.9	13.4	8.2	0.35	2.3	1.3	1.3	2.3
Story 10	D10	13.7	5.9	13.5	8.4	0.26	2.4	1.3	1.3	2.4
Story 11	D11	13.8	5.9	13.5	5	0.26	2.6	1.3	1.3	2.6
Story 12	D12	13.8	5.8	14.4	2	0.61	2.5	1.3	1.3	2.5

III.11. Déplacements et Efforts tranchants de chaque diaphragme

Tableau III.8 : Déplacements et Efforts tranchant de chaque diaphragme

	Ex	Ey	V	
Story	Ux	Uy	Vx	Vy
Story1	0.000075	0.00015	5648.9563	6555.2151
Story2	0.000159	0.000342	5559.6653	6407.9782
Story3	0.001038	0.000572	5488.0314	6125.7605
Story4	0.001978	0.000718	5302.9189	5712.5157
Story5	0.002633	0.000799	4987.374	5227.4986
Story6	0.003199	0.000867	4580.0824	4691.6471
Story7	0.003703	0.000926	4095.9227	4113.5228
Story8	0.004137	0.000977	3541.6433	3497.487
Story9	0.004497	0.001018	2923.7651	2845.2658
Story10	0.004779	0.001048	2248.5937	2157.4636
Story11	0.005021	0.001077	1520.7814	1445.6947
Story12	0.00532	0.001164	747.704	733.3689

III.12. Vérification des déplacements

Tableau III.9 : Vérification des déplacements

Story	Ux	Uy	Rδ x	Rδ y	h	observation
Story1	0.000075	0.00015	0.0002625	0.000525	3.06	C.V
Story2	0.000159	0.000342	0.0005565	0.0011197	3.06	C.V
Story3	0.001038	0.000572	0.003633	0.002002	3.06	C.V
Story4	0.001978	0.000718	0.006923	0.002513	3.06	C.V
Story5	0.002633	0.000799	0.0092155	0.0027965	3.06	C.V
Story6	0.003199	0.000867	0.0111965	0.0030345	3.06	C.V
Story7	0.003703	0.000926	0.0129605	0.003241	3.06	C.V
Story8	0.004137	0.000977	0.0144795	0.0034195	3.06	C.V
Story9	0.004497	0.001018	0.0157395	0.003563	3.06	C.V
Story10	0.004779	0.001048	0.0167265	0.003668	3.06	C.V
Story11	0.005021	0.001077	0.0175735	0.0037695	3.06	C.V
Story12	0.00532	0.001164	0.01862	0.004074	3.06	C.V

Donc tous les déplacements relatifs sont inférieurs aux déplacements admissibles imposés par le « R.P.A.99 /version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage.

III.13.Vérification de l'effort tranchant à la base:

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

Tableau III.10 : Vérification de l'effort tranchant à la base

	0,8V statique (KN)	Vdynamique (KN)	
Suivant x	3549.514	5648.956	Condition vérifiée
Suivant y	3549.514	6555.215	Condition vérifiée

Justification vis à vis de l'effet P- Δ

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

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » :

$$P_k = \sum(G_i + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en Δ amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Dans le sens x :

Tableau III.11 : vérification vis à vis de l'effet P - Δ dans le sens x

Niveau	P_k	Δ_{kx}	V_{kx}	h_k	θ	observation
1	6006.408	0.00026	5648.9563	3.06	0.0000912	C.V
2	5406.0441	0.00055	5559.6653	3.06	0.0001768	C.V
3	4837.9903	0.00363	5488.0314	3.06	0.0010466	C.V
4	4317.1478	0.00692	5302.9189	3.06	0.0018418	C.V
5	3826.5016	0.00921	4987.374	3.06	0.0023106	C.V
6	3335.8554	0.01119	4580.0824	3.06	0.0026649	C.V
7	2845.2092	0.01296	4095.9227	3.06	0.0029421	C.V
8	2354.563	0.01447	3541.6433	3.06	0.0031458	C.V
9	1863.9168	0.01573	2923.7651	3.06	0.003279	C.V
10	1373.2706	0.01672	2248.5937	3.06	0.0033383	C.V
11	882.6244	0.01757	1520.7814	3.06	0.003333	C.V
12	393.8772	0.01862	747.704	3.06	0.0032054	C.V

Dans le sens y :

Tableau III.12 : vérification vis à vis de l'effet P- Δ dans le sens y .

Niveau	P_k	Δ_{ky}	V_{ky}	h_k	θ	observation
1	6006.408	0.000525	6555.2151	3.06	0.000157	C.V
2	5406.0441	0.001197	6407.9782	3.06	0.00033	C.V
3	4837.9903	0.002002	6125.7605	3.06	0.000516	C.V
4	4317.1478	0.002513	5712.5157	3.06	0.00062	C.V
5	3826.5016	0.0027965	5227.4986	3.06	0.000668	C.V
6	3335.8554	0.0030345	4691.6471	3.06	0.000705	C.V
7	2845.2092	0.003241	4113.5228	3.06	0.000732	C.V
8	2354.563	0.0034195	3497.487	3.06	0.000752	C.V
9	1863.9168	0.003563	2845.2658	3.06	0.000762	C.V
10	1373.2706	0.003668	2157.4636	3.06	0.000762	C.V
11	882.6244	0.0037695	1445.6947	3.06	0.000752	C.V
12	393.8772	0.004074	733.3689	3.06	0.000715	C.V

Donc $\theta < 0,1$ dans tous les niveaux, donc l'effet P - Δ est négligé

III.14.Effort normal réduit :

On entend par effort normal réduit , le rapport :

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Tableau III.13 : Effort normal réduit

L	e	N	Bc	F _{c28}	V	observation
2.5	0.3	2268.14	0.75	30	0.10	C.V
1.5	0.3	3026.39	0.45	30	0.135	
0.95	0.3	2374.36	0.285	30	0.10	

Avec

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton .

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

F_{c28} : est la résistance caractéristique du béton

III.15. Conclusions :

Nous avons vu a travers ce chapitre que le phénomène séisme est à prendre en grande considération dans l'étude d'un édifice, Cela en suivant une méthode de calcul adéquate afin de déterminer les sollicitations engendré par cette catastrophe et de développer des technique de prévention en ayant recours au recouvrement d'une partie du l'ouvrage par des voiles, qui tend à diminuer la période dynamique et en assurant la stabilité de la structure.

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux déférents choque extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

Chapitre IV
Etude le ferrailage des
éléments structuraux

IV.1.PLANCHER EN DALLE PLEINE :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console). Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisi la dalle la plus sollicitée.

IV.1.1. Combinaison de calcul :

IV.1.2.Combinaison d'action

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q+E(x,y)$$

$$0.8G \pm E(x,y)$$

$$G+Q$$

IV.1.3. Effort interne dans les dalles :

La dalle pleine (20cm)

Tableau IV.1: Efforts internes maximums des dalles pleines (eps=20cm)

	Mf (KN.m)			T
	RDC	ETAGES	TERRASSE	
ELU	-102.87	-219.188	-92.608	165
	74.901	102.987	61.446	
ELS	-74.89	-155.431	-67.364	
	54.846	73.03	44.652	
ELA	-82.134	-73.95	-73.95	
	75.969	56.771	56.771	

IV.1.4. FERRAILAGE DE LA DALLE PLEINE TYPE RDC :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

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

$$\sigma_s=348\text{MPa}$$

III.2.2.a. CAS ELU

En travée : $M_{tu} = 74.901\text{kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{74.901 \cdot 10^3}{17 \times 100 \times 18^2} = 0,136 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,18 \quad , \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,93$$

$$A_u = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{74.904 \cdot 10^3}{348 \times 0,93 \times 18} = 12.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition de non-fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2.4}{400} = 2.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Armatures finales :**

$$A_{\text{final}} = \max(A_u ; A_{\min}) = 12.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Armatures de réparation :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{13.9}{4} = 3.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau IV.2 : TABLEAU RECAPITULATIF DE Ferrailage de la dalle pleine

		<u>ELU</u>		<u>ELA</u>		
		Mf (KN.m)	Au (cm ⁴)	M f (KN.m)	Au(cm ⁴)	Armature Choix (cm)
T	appui	-92.608	13.08	-73.95	10.21	18.68
	travée	61.446	8.36	56.771	7.69	12.31
E	appui	-119.188	17.46	-73.95	10.21	18.68
	travée	102.987	14.75	56.771	7.69	12.31
RDC	appui	-102.872	17.73	-82.134	11.45	18.68
	travée	74.901	10.35	75.969	10.52	12.31
T asc	appui	-6.471	0.66	-7.402	0.76	7.91
	travée	5.587	0.57	4.169	0.43	7.91

IV.1.5.verification de l'effort tranchant dalle pleine

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{165 \cdot 10^3}{100 \cdot 18 \cdot 100} = 0.916 \text{ MPa}$$

Espacement :

En Travée :

Sens x-x : $\text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Sens y-y : $\text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Sur Appuis :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

IV.1.6. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES:

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci après est vérifiée :

Calcul des armatures transversales :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{Vu_{max}}{b.d} = \frac{165 \cdot 10}{100 \cdot 18} = 0.92 \text{ MPa}$$

Armature droite $\alpha = 90^\circ$

$\tau_u = 0.92 \text{ MPa} < \tau_{ultim} = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{Vu_{max}}{b.d} < \tau_{ultim}$$

Pour des fissurations .peu préjudiciable on a :

$$\tau_{ultim} \leq \min(0.2 * F_{c28}) / \gamma_b, \quad 4 \quad \tau_{ultim} = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu_{max}}{b.d} = \frac{165 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.18} = 0.92 \text{ C V}$$

$\tau_u = 0.92 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa}$

IV.5.FERRAILAGE DE LA DALLE PLEINE ASCENSEUR (TERRASSE)

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique , le contre poids , les câbles).

dalle pleine ascenseur (25cm)

Tableau IV.3: Efforts internes maximums des dalles pleines (eps=25cm)

	TERRASSE
E.L.U	5.587
	-6.471
E.L.S	4.124
	-4.772
E.L.A	4.169
	-7.402

IV.2.1.VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT DALLE PLEINE ASCENSEUR :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b*d} = \frac{10.6*10^3}{100*22.5*100} = 0.047\text{MPa}$$

IV.2.2.CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Tableau IV.4 : calcule armature transversal

Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
10.6	0.047	4
$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifier		

IV.2.3. VÉRIFICATION À L'ELS:

❖ **Vérification des contraintes à ELS : $M_{ts} = 74.89\text{kN.m}$**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffit de vérifier seulement la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}by^2 + n A' (y - C') + n A(d-y) = 0$$

Avec : $n=15$, $d=18\text{cm}$, $b=100\text{cm}$,

$$\frac{1}{2}100y^2 + 15*12.31 (y - 5) + 15 18.68(2-y) = 0$$

$$50Y^2 - 95.55 - 362.85$$

$$Y = 3.8$$

Calcul du moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100.3.8^3}{3} + 15 * 18.68 (18-3.8)^2 + 15 * 12.31 (3.8-2)$$

$$I = 58660.96 \text{ cm}^4$$

Calcul de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{Mts}{I} \cdot y = \frac{74.89 \cdot 10^3}{58660.96} \cdot 3.8 = 4.85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.85 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

Tableau IV.5 : TABLEAU RECAPITULATIF DE VERIFICATION A ELS

E.L.S					
	Mf	Ast	Asc	σ	σ
TERR	-67.364	18.68	12.31	4.363	18
	44.652	18.68	12.31	2.89	18
ETG	-155.431	18.68	12.31	10.068	18
	73.03	18.68	12.31	3.8	18
RDC	-74.89	18.68	12.31	4.85	18
	54.846	18.68	12.31	3.55	18
TERR	-4.772	7.91	7.91	0.66	18
ASC	4.124	7.91	7.91	0.57	18

IV.3.FERRAILLAGE D'ESCALIER

IV.3.1.Introduction :

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure . Ils sont soumis à des forces diverses (poids propre

des escaliers, les surcharges dues aux différents accès, personnes, équipement...)

Ces différentes charges peuvent entrainer des dommages divers dans les éléments

de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier). Pour éviter

ces risques on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettent de passer d'un niveau à un autre d'une construction.

L'escalier se compose de :

- Marche : c'est la partie verticale qui reçoit le pied.
- Contre marche : c'est la partie verticale qui limite la marche.
- Giron(g) : c'est la distance horizontale qui sépare deux contre marches ou c'est la largeur d'une marche.

Hauteur de marche(h) : c'est la différence de hauteur entre deux marches successives.

- Emmarchement : c'est la largeur de l'escalier.
- Paillasse : c'est la dalle oblique qui porte l'escalier.
- Volée : c'est le nombre de marches comprises entre deux paliers consécutifs.

Une volée ne doit pas comporter plus de 20a22 marches et ou moins de 03 marches.

- Le palier : c'est la partie horizontale d'un escalier arrêtant la suite des marches pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire.
- Le jour : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- Le collet : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.

Les escaliers de notre bâtiment sont coulés en place dont les dimensions des marches et contre marche (g) et (h) sont déterminées par condition de :

(Blondel) $0.59m \leq g + 2h \leq 0.66m$

Les escaliers de notre bâtiment est de type : Escalier droite à deux volées parallèles coulé en place.

• Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers de notre bâtiment sont coulés sur place dont les dimensionnements des marches et contres marches (g) et (h) sont déterminées par la condition du Blondel.

-Les escaliers de notre bâtiment est de type : Escalier droite à 2 volées

• Combinaison de calcul :

Combinaison d'action

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q+E(x,y)$$

$$0.8G \pm E(x,y)$$

$$G+Q$$

IV.3.2. Effort interne dans l'escalier :

Tableau IV.6 : Efforts internes maximums d'escalier

U.L.U	E.L.S	E.L.A	T
-94.059	33.5	-34.276	130
46.241	-68.143	24.405	

Tableau IV.7 : TABLEAU RECAPITULATIF DE Ferrailage d'escalier

	Mf (KN.m)	Au (cm ⁴)	M f (KN.m)	Au (cm ⁴)	Armature Choix (cm)
appui	- 94.059	19,87	- 34.276	6.22	7.91
travée	46.241	8,6	24.405	4.34	7.91

IV.3.3.VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT DALLE PLEINEOn doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b*d} = \frac{130*10^3}{100*13.5*100} = 0.963 \text{ MPa}$$

Espacement :

En Travée :

Sens x-x : $\text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$ Sens y-y : $\text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Sur Appuis :

Sens x-x : $\text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$ Sens y-y : $\text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$ **IV.3.4. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES**

Tableau IV.8 : calcul armature transversal

V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
130	0.96	4
$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifier		

IV.3.5. VÉRIFICATION À L'ELS:

❖ Vérification des contraintes à ELS :

Tableau IV.9 : TABLEAU RECAPITULATIF DE VERIFICATION A ELS

E.L.S					
	Mf	Ast	Asc	σ	$\bar{\sigma}$
appui	-68.143	7.91	7.91		13.5
travée	33.5	7.91	7.91	9,98	13.5

IV.4.FERRAILAGE DES POUTRES PERIPHERIQUES

IV.4.1.Introduction

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception de cette étude vue le rôle important que joue ces éléments dans la construction . ces éléments reprennent seuls les différentes actions horizontales et verticales.

L'étude des éléments porteurs qui sont les plus sollicités ; doit être conformes aux règlements de calcul et de conception « RPA 99 VERSION 2003 ; CBA 93 ».

Ce qui nous intéresse dans l'étude des portiques c'est la distribution des charges (horizontales et verticales) aux portiques et voiles, cette étude sera effectuée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel «ETABS » ; (Extended 3D Analysis of Building Systems).

Ferrailage des poutres

Les poutres sont sollicitées par un moment, un effort tranchant et un effort normal. Ce dernier ne sera pas pris en considération dans les calculs à cause de sa valeur négligeable par rapport aux autres sollicitations.

La section d'armature finale $A = \max (A_{calcul} ; A_{CNF} ; A_{RPA})$ tel que :

- A_{calcul} : section d'armature calculée en flexion simple.

- A_{CNF} : Condition de non fragilité : $A_{min} = 0,23.b.d.ftj/f$
- A_{RPA} : Section d'armature minimale du RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.5.2.1 P63).

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante.
- ✓ 6% en zone de recouvrement.

Poutres principales :

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

Moment fléchissant.

- Effort tranchant.
- Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé; Donc le ferrailage se fera en flexion simple (cas le plus défavorable)

Combinaisons :

Les poutres sont calculées suivant les deux situations suivantes :

- Situation durable selon CBA (1,35G+1,5Q) : pour déterminer le moment Max en travée.
- Situation accidentelle selon le RPA99V2003 (G+Q ± E ; 0,8G ± E) : Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permet de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

Cas des contraintes :

Tableau IV.10 : cas des contraintes

Cas des contraintes					
Situation durable	Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 17$	MPa
	Contrainte d'acier	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348$	MPa
Situation accidentelle	Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b$	$\gamma_b = 1.15$	$\sigma_{bc} = 22.17$	MPa
	Contrainte d'acier	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	$\gamma_s = 1$	$\sigma_s = 400$	MPa

IV.4.2. Effort interne dans la dalle pleine :

Tableau IV.11 : Effort interne de la dalle pleine de poutre périphérique

	RDC	ETAGES	TERRASSE	T
ELU	-18.986	-48.811	-38.067	151.73
	45.364	28.038	11.562	
ELS	-13.835	-35.609	-27.738	
	33.056	20.303	8.310	
ELA	-13.835	-34.300	-27.738	
	33.056	15.772	8.310	

IV.4.3.VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT DALLE PLEINE

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b*d} = \frac{151.75*10^3}{100*31.5*100} = 0.48 \text{ MPa}$$

Espacement :

En Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Sur Appuis :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

IV.4.4.CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES:

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci après est vérifiée :

Tableau IV.12 : calcule armature transversal

Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
151.73	0.48	4
$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifier		

IV.4.5.VÉRIFICATION À L'ELS:

❖ **Vérification des contraintes à ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

Tableau IV.13 : tableau récapitulatif de Ferrailage de poutre périphérique

		<u>ELU</u>		<u>ELA</u>		
		Mf (KN.m)	Au(cm ⁴)	M f(KN.m)	Au(cm ⁴)	Armature Choix (cm)
T	appui	-38.067	2.9	-27.738	2.09	3.39
	travée	11.562	0.85	8.310	0.61	3.39
E	appui	-48.811	3.76	-34.3	2.6	4.52
	travée	28.038	2.11	15.772	1.17	3.39
RDC	appui	-18.986	1.41	-13.835	1.02	4.52
	travée	45.346	3.48	33.056	2.5	3.39

Tableau IV.14 : tableau recapitulatif de verification a ELS

E.L.S					
	Mf	Ast	Asc	σ	σ
TERR	8.310	3.39	3.39	1,95	18
	-27.738	3.39	3.39	6,5	18
ETG	20.303	4.52	3.39	4,27	18
	-35.609	4.52	3.39	7,49	18
RDC	33.056	4.52	3.39	6,96	18
	-13.835	4.52	3.39	2.91	18

IV.5.L'acrotère

IV.5.1.Définition:

L'acrotère est un élément de protection qui au niveau supérieur du bâtiment est assimilée à une anode (élément isostatique) travaillent à la flexion composée, puisqu'il est soumis à l'action verticale permanent due au poids propre et à une flexion résultante de la charge horizontale, surcharge de la main courante en plus de l'effet du séisme

Le rôle de l'acrotère :

- Empêche l'écoulement de l'eau
- A un aspect esthétique

- Protection des personnes

Présentation: L'acrotère sera donc calculé comme une encastrée à la base, elle sera soumise à la main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers. En plus des efforts dus au séisme et au vent qui ne seront pas pris en compte car le calcul donne des sections d'acier faibles on raison de la petite hauteur de l'élément

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100$ cm
- Hauteur $H= 60$ cm
- Epaisseur $e=10$ cm

IV.5.2.EVALUATION DES CHARGES :

Charges permanentes :

La surface de l'acrotère : $S= 0,069$ m²

- Poids propre de l'acrotère: $25 \times 0,069 = 1,725$ kN/ ml
- Revêtement : $18 \times 2 \times 0,02 \times (0,6+0,1) = 0,504$ kN/ ml

$$\underline{\underline{G = 2,23 \text{ kN/ ml}}}$$

a. Charge d'exploitation :

Q=1,00kN/ml

L'action des forces horizontales: (F_p)

L'action des forces horizontales est données par : $F_p=4AC_pW_p$ [2]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage appropriés
[A=0,25].....groupe 2.

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

W_p : Poids de l'acrotère =2,23 kN.

$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,23 =1,784$ kN.

$F_p > 1,5 Q$ donc :

On emploie cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage

Alors pour une bande de 1m de largeur :

G= 2,23 kN/ml $F_p =1,784$ KN/ml

CALCUL DES EFFORTS

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1,35 G = 3,01 \text{ kN}$$

$$M_u = F_p h = 1,07 \text{ kNm}$$

$$T_u = F_p = 1,784 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$N_{ser} = G = 2,23 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = F_p h = 1,07 \text{ kNm}$$

$$T_{ser} = F_p = 1,784 \text{ Kn}$$

IV.5.3.FERRAILAGE DE L'ACROTÈRE:

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

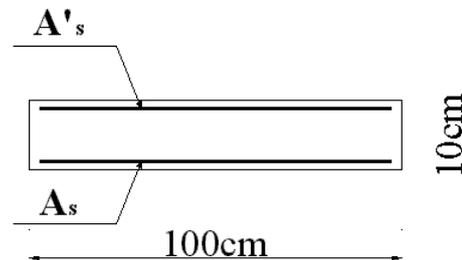


Figure IV.1 :ferrailage de L'acrotère

➤ **Calcul de l'excentricité:**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,07}{3,01} = 35,54\text{cm}$$

$$e_0 \phi \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}$$

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

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

M_f .

➤ **Calcul du moment fictif "M_f" :**

$$M_F = M_u + N_u (h/2 - c)$$

$$M_F = 1,07 + 3,01 \times (0,03)$$

$$\text{D'où : } M_F = 1,16 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_F}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = 0,010 < \mu_R = 0,392 ; A_s' = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont nécessaires)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0,0126$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 8,96\text{cm}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = 348\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_F}{Z\sigma_s} \Rightarrow A_s = 37,20\text{mm}^2$$

D'où

$$A_1 = A_s' \quad \text{et} \quad A_2 = A_s - \frac{N_U}{\sigma_s} = 37,20 - \frac{3,01 \times 10^3}{348} = 28,55\text{mm}^2$$

$$\text{On obtient :} \quad A_1 = 0 \quad \text{et} \quad A_2 = 0,285 \text{ cm}^2$$

- vérification de la section d'acier selon "BAEL 91 modifié 99"

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

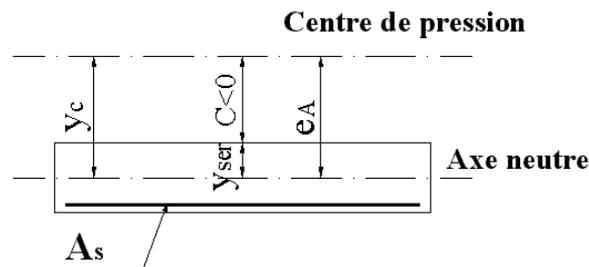


Figure IV.2. La section d'acier

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

Avec :

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa} ; b = 100\text{cm} ; d = 9\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1\text{cm}^2; 1,087\text{cm}^2 \} = 1,087\text{cm}^2$$

La section choisie est **5T6** avec $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$ et un espacement $St = 20 \text{ cm}$

. ARMATURES DE RÉPARTITIONS

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,352 \leq A_r \leq 0,705 \text{ cm}^2 \quad [6]$$

Donc :

La section choisie est $A_r = 3T6 = 0,85 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20\text{cm}$

IV.5.4.VÉRIFICATION À L'E.L.S

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS.)

$$e_0 = \frac{M_{SER}}{N_{SER}} = \frac{1,07}{2,23} = 0,48\text{m} \quad \text{On prend } e_0 = 48 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 3\text{cm}$$

On a $e_0 = 48 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3\text{cm} \Rightarrow$ Section Partiellement Comprimée (SPC).

On doit vérifier le béton et l'acier

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 52\text{cm} \Rightarrow C = -43\text{cm} \quad (C \neq 0)$$

D'après le "BAEL 91 modifié 99", on doit résoudre l'équation suivant :

$$Y_c^3 + P Y_c + q = 0 \dots \dots \dots (*)$$

Y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$P = -3c^2 - \frac{90 A_s' (c - c')}{b} + \frac{90 A_s (d - c)}{b} = -3c^2 + \frac{90}{b} A_s (d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 A_s' (c - c')^2}{b} - \frac{90 A_s (d - c)^2}{b} = -2c^3 - \frac{90}{b} A_s (d - c)^2$$

D'où:

$$P = -5481,10 \text{ cm}^2$$

$$q = 155582,26 \text{ cm}^3$$

D'où l'équation (*) devient :

$$Y_c^3 - 5481,10 Y_c + 155582,26 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -2,43 \cdot 10^{10}$$

D'où:

$$\cos \varphi = \left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = -0,998$$

$$\cos \varphi = -0,998 \Rightarrow \varphi = 177,06^\circ$$

$$a = 2\sqrt{-p/3} = 85,48$$

Après itération on trouve :

$$\bullet Y_1 = a \cos (\varphi /3) = 43,99 \approx 44,00 \text{ cm}$$

$$\bullet Y_2 = a \cos (\varphi/3 + 240^\circ) = 41,46 \text{ cm}$$

$$\bullet Y_3 = a \cos (\varphi/3 + 120) = -85,46 \text{ cm}$$

La solution qui convient : **Yc = 44,00 cm**

$$\text{Car: } 0 < y_{\text{ser}} = y_c + c < h$$

$$y_{\text{ser}} = 44,00 - 43 = 1,00 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } Y_{\text{ser}} = 1,00 \text{ cm}$$

$$Y_c = 44,00 \text{ cm}$$

➤ Calcul du moment d'inertie :

$$S = \frac{by_{\text{SER}}^3}{3} + 15A_s (d - y_{\text{SER}})^2 = \frac{100 \times 1,00^3}{3} + 15 \times 1,41 \times (9 - 1,00)^2 = 1386,93 \text{ cm}^4$$

$$S = 1386,93 \text{ cm}^4$$

III.1.8. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES

➤ **CONTRAINTE DU BETON**

$$\sigma_b = K \cdot Y_{\text{ser}} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{\text{SER}}}{S} \times y_c \Rightarrow K = \frac{2,23 \times 10^3}{1386,93 \times 10^4} \times 440$$

$$K = 0,0707 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_b = 0,0707 \times 10,00 = 0,707 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_b = 0,707 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **CONTRAINTE DE L'ACIER**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} = 240 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15.K.(Y_{SER} - C) = 44,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

.VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_U = \frac{T_U}{bd} = \frac{1,784 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,0198$$

$$\bar{\tau}_U = \min \{0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0,0198 < \bar{\tau}_U = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

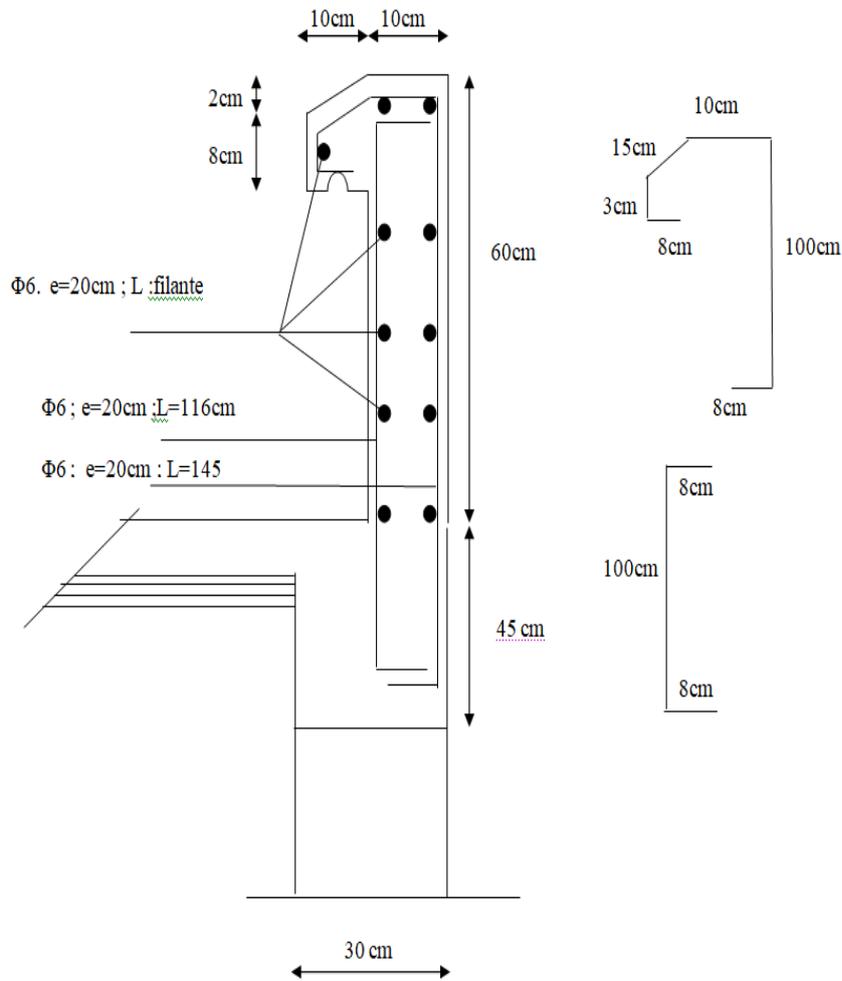


Figure.III. 3 : Ferrailage de l'acrotère

IV.6.LES VOILES

IV.6.1.Introduction

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastree en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , et un effort tranchant V , et moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales et d'armatures transversales.

➤ **Procédé de calcul**

Le calcul des sections d'aciers des voiles à l'aide du logiciel ETABS suit les étapes suivantes :

➤ Détermination de l'effort normal maximum de traction N , dans une section du voile

Tant que l'effort N est donné par mètre linéaires, la section calculée c'est en mètre linéaire aussi.

➤ calcul de la section minimale pour une bande de 1mètre linéaire.

➤ Après on détermine la section d'armatures pour un seul élément du voile, en multipliant la section calculée par la longueur d'élément

Aciers Verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprend les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci-dessous:

➤ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, Cet espacement d'extrémité doit être plus au égal à 15 cm
- Les armatures verticales sont déterminées suivant les étapes définies ci-dessous:

1. On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM.

$$\sigma_{\square} = N / A - M V / I$$

$$\sigma_{\square} = N / A + M V' / I$$

Avec :

- A: section du béton.
- V;V' : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).
- I: moment d'inertie du trumeau.

2. On détermine les efforts agissant dans chaque bande et la section d'armatures pour chaque section et cela suivant les cas :

1^{ier} cas: Section entièrement comprimée (S.E.C)

2^{iem} cas: Section partiellement comprimée(S.P.C)

3^{iem} cas: Section entièrement tendue (S.E.T)

Aciers Horizontaux :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.

Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ

Φ -40 : pour les barres situées dans les zones où le renversement des efforts est possible.

Φ -20 : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Armatures de coutures: Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dans la section est calculée par la formule suivante:

$$A_{VJ} = \frac{1.1V}{F_e} \quad \text{avec : } V = 1.4 V .$$

Cette quantité d'armatures doit être ajoutée à la section d'acier nécessaire pour équilibrer les efforts de traction.

IV.6.2.Combinaison d'action :

Les combinaisons sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci –dessous:

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5 Q \\ G+Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

Nous utilisons les combinassions du RPA99pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par ‘ETABS’

Ferrailage minimal :

Selon le RPA99/version 2003:

-Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section du bé ton tendu (Art 7.7.4.1) –

-Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit:

- Globalement dans la section du voile égal à 0.15%.(Art7.7.4.3)
- En zone courante égale 0.10%.

Espacement: RPA99 (Art 7.7.4.3)

L'espacement horizontal et vertical des barres doit être inférieur ou égal à la plus petite des deux valeurs:

$$St \leq 1.5e \quad , \quad St \leq 30\text{cm}$$

Vérification des contraintes:

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{v}{bd} \leq \tau_u \quad 0.28 \quad f_{c28}$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression du béton:**

Selon les règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banche (DTR B-C 2.42) art.2.3.3.

La contrainte de compression admissible est: $\overline{\sigma}'b = \rho' b \sigma'28$

La valeur de fraction est égale au à la plus petite des 2 valeurs suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.45 \delta \alpha \gamma \\ 0.50 \alpha \beta \gamma \delta \end{array} \right.$$

➤ Vérification à l'E.L.S:

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{(B+15A)} \leq \sigma_b \quad 0.6 \quad f_{c28}$$

B: section du béton

A: section d'armatures adoptée

Tableau IV.15 : Exemple de calcul

Donnée				
Géométrie	Largeur du voile	B=	0.3	m
	Langueur du voile	L=	1.5	m
	Surface	A=	0.45	m²
	Moment d'inertie	I=	0.084	m⁴
Matériaux	Contrainte de l'acier utilisé	Fe=	400	MPa
	contrainte du béton a 28j	Fc28=	30	MPa
	condition de fissuration	peu préjudiciable		
Sollicitation	Moment	M=	262.7157	KN.m
	Effort normal	N=	133.5907	KN
	Effort tranchant calculé v	V=	136.0457	KN
	Effort tranchant V'=1,4v	V'=	190.464	KN

Tableau IV.16 : Calcul des contraintes \pm

$\sigma_{1,2}=(N/A)+(M \cdot XG / I)$	$\sigma_1 = -2632.12$	KN/m ²
	$\sigma_2 = 2038.38$	KN/m ²

Donc la section est partiellement tendue, on évalue la longueur de zone tendue à partir des triangles semblables

$$La = (\sigma_1 / \sigma_1 + \sigma_2) \cdot L \quad La = 0.85$$

Volume des contraintes pour la zone tendue:

$$T = e \sigma_1 La / 2 = 335.6 \text{ KN}$$

Détermination de la section des aciers :

Tableau IV.17 : la section des aciers

Section théorique de l'acier	$As = T \gamma_s / f_e / 2$	4.82	Cm²
Section minimale	$As_{min} = 0,2\% L.a.e$	5.1	Cm²
Section adoptée	7T12	7.92	Cm²

Détermination de la section des armatures horizontales :

Tableau IV.18 : la section des armatures horizontales

Section minimale globale	$A_{min} = 0,15\% .L.e$	6.75
En zone courante	$A_{min} = 0,10\% .L.e$	4.5

Espacement :

Selon l'art 7.7.4 .3 RPA99 Version 2003 :

$$St \leq (1,5e ; 30\text{cm}) \text{ soit } st = 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant:

$$\text{Effort tranchant } V' = 1,4V = 190.46$$

Tableau IV.19 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangentielle	$V' / b.d$	Tu	0.47	MPa
Contrainte tangentielle limite	$0,2f_{c28}$	Tu	6	MPa
vérification	$\tau_u \leq \tau_u$	$0.47 < 6 \text{ cv}$		

IV.6.3.Vérification de la contrainte de compression du béton

➤ **Vérification a L'E. L .S :**

$$N_{ser} = 167.32 \text{ KN}$$

$$B = 0.3 * 1.5 = 0.45$$

Tableau IV.20 : Vérification a L'E.L.S

Vérification a L'E.L.S				
Contrainte du béton	$\sigma_b =$	$N_{ser} / (B + 15AS)$	2.17	MPa
Contrainte du béton admissible	$\sigma_b' =$	$0,6f_{c28}$	18	MPa
Vérification de la contrainte	$\sigma_b \leq \sigma_b'$		$2.17 < 18 \dots CV$	

Tableau I V.21 : tableau récapitulatif de ratio des voiles

LES VOILES	E.L.U	E.L.A
V1	0.314	0.338
V2	0.362	0.282
V3	0.325	0.253
V4	0.574	0.450
V5	0.619	0.482
V6	0.252	0.263
V7	0.510	0.391
V8	0.252	0.539
V9	0.621	0.484
V10	0.513	0.747
V11	0.317	0.246
V12	0.385	0.279
V13	0.383	0.297
V14	0.394	0.307
V15	0.381	0.297
V16	0.191	0.148
V17	0.199	0.155
V18	0.224	0.234
V19	0.410	0.344
V20	0.342	0.336
V22	0.365	0.285

V23	0.218	0.378
V24	0.198	0.408
V25	0.220	0.381
V26	0.232	0.364
V27	0.061	0.284
V27A	0.136	0.378
V27B	0.184	0.253

Chapitre V :
Etude de l'infra
structure

V.1. fondations :

V.1.1.Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Le type de fondation sera établi en faisant une étude du sol pour la garantie d'une construction solide, Suivant la capacité portante du sol : Soit le sol en place a des qualités suffisantes pour qu'on puisse y fonder l'ouvrage, soit ses qualités sont médiocres et il faut alors le renforcer ou envisages d'autres solutions [1]

V.1.2.Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. L'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné[1]

V.1 .3.Type de fondation superficielle :

Les fondations superficielles sont de trois types :

- **Semelles isolées :**

Chapitre V Etude de l'infra structure

- C'est une semelle dite « ponctuelle » qui désigne une fondation qui va être placée sous un poteau, reprenant des charges ponctuelles de la structure et qui transmet et répartit ces charges sur le sol d'assise.

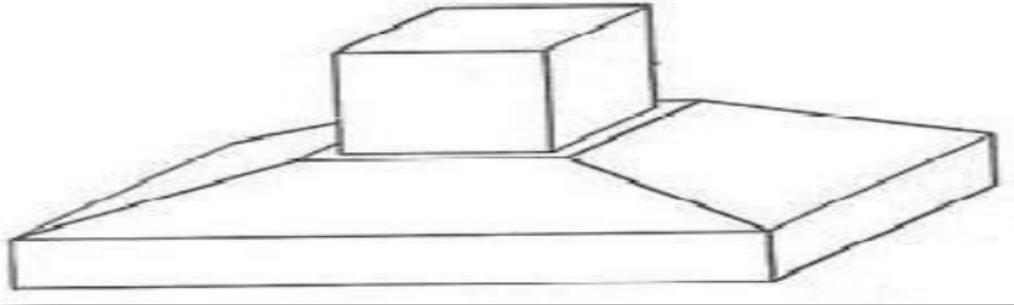


Figure V.1 : schéma d'un Semelles isolées[1]

➤ Semelle filante :

C'est une semelle qui est continue à l'inverse de la semelle isolée, On distingue deux utilisations pour ce type de semelle : supporter plusieurs colonnes ou bien un mur porteur (voile). Un des principaux avantages de ce type de semelle est qu'elle est mieux adaptée à des sols moins homogènes offrant ainsi une bonne stabilité à la structure.

murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

L'étude et le ferrailage du mur voile périphérique et du fondation est présenté dans ce chapitre. Le mur voile périphérique est soumis à la poussée des terres et aux sollicitations ramenées de la superstructure. On a choisit comme type de fondation un radier général.

Pourquoi réaliser un radier ?

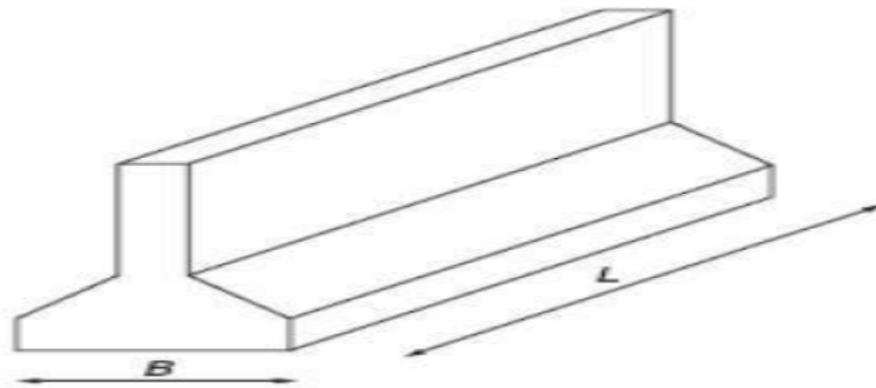


Figure V.2 : schéma d'un Semelle filante [7]

➤ Radier générale :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle Prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

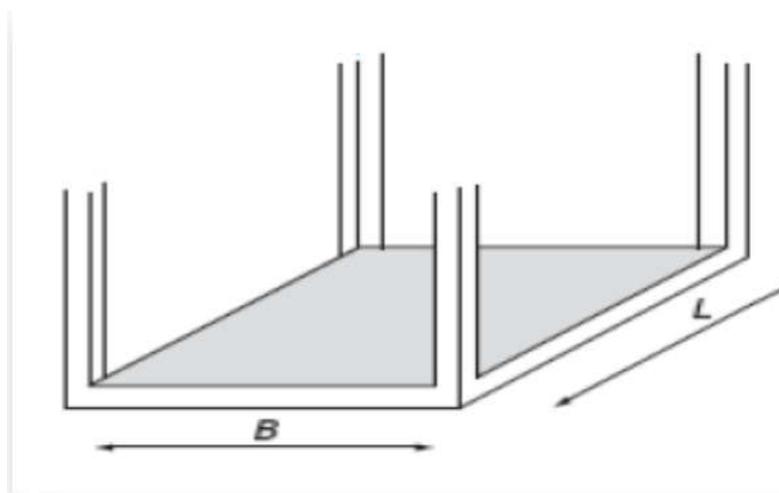


Figure V.3. schéma d'un radier général [1]

L'étude et le ferrailage du mur voile périphérique et du fondation est présenté dans ce chapitre. Le mur voile périphérique est soumis à la poussée des

Chapitre V Etude de l'infra structure

terres et aux sollicitations ramenées de la superstructure. On a choisit comme type de fondation un radier général.

Pourquoi réaliser un radier ?

Le radier se trouve justifié si les semelles continues ou isolées deviennent très larges en raison

- De la faible capacité portante du sol.
- Des charges élevées du bâtiment
- Du rapprochement des poteaux.
- De la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant



Figure V.4 : Réaliser un radier en béton armé

V.2. Calcul de la contrainte du sol :

Le sol d'assise de l'ouvrage est un sol rocheux « S1 » avec les caractéristiques géotechniques suivantes :

Poids Volumique du sol : $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion : $c = 20 \text{ kpa}$

Contrainte admissible du sol :

Chapitre V Etude de l'infra structure

$$q_u = 1/2 \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q + C N_c$$

Avec :

γ : Poids volumique du sol (KN/m³)

D : Encastrement de la fondation: (m)

B : Coté de la fondation (Pour 1m)

C : Cohésion du sol

N_γ , N_q , N_c : Coefficients de capacité portantes, dépendent de paramètres: ϕ

Pour $\phi = 30^\circ \Rightarrow$ on a : $N_\gamma = 22,4$; $N_q = 18,4$; $N_c = 30,4$ (d'après TARZAGHI)

Tableau V.1:les dimensions du radier général

radier generale	D	B
	1.44 m	1 ml

Alors : $q_u = 1/2 \times 17 \times 1 \times 22,4 + 17 \times 1,44 \times 18,4 + 20 \times 30,24$

$$q_u = 1245.632 \text{ kpa}$$

$$q_u = 12.456 \text{ bar}$$

Calcul de la contrainte admissible du sol :

$$Q_{adm} = q_u/3 = 4.152 \text{ bar}$$

(3 : coefficient de sécurité)

Vérification de la contrainte du sol :

1ère condition

La condition à vérifier pour l'approbation de la contrainte du sol est la suivante :

$$\sigma_b \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $\sigma_{sol} = 2,4 \text{ bar}$

σ_b : réaction total de la structure à l'ELS

$$\sigma_b = Z \times K$$

Avec :

Z : déplacement maximal suivant l'axe z a ELS

K : coefficient de raideur du sol (le coefficient de ballast)

$K=0,5$ [kg/cm³]..... Pour un très mauvais sol.

$K=4$ [kg/cm³]Pour un sol de densité moyenne.

$K=12$ [kg/cm³]..... Pour un très bon sol.

Donc :

Chapitre V Etude de l'infra structure

σ_{sol} : la contrainte admissible du sol = 2,4 bar

$$\sigma_b = 400 * 0.00595 = 2.38 \text{ bar}$$

$$\sigma_b = 2.38 \text{ bar} \leq \sigma_{sol} = 2,4 \text{ bar} \dots\dots\dots \text{cv}$$

2eme condition :

Vérification de la contrainte du sol vis-à-vis de la pression exercée :

On doit vérifier la pression du sol :

$$N/S \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

En utilisant le programme « SAFE 12.3.2 », on obtient :

$$S = 347.81 \text{ m}^2$$

$$N = 68871.39 \text{ KN}$$

$$N/S \leq \sigma_{sol} \quad 68871.39 / 347.81 = 198.01 \leq 240 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

3eme condition

- Vérification au poinçonnement du sol :

Un poinçonnement est un Enfoncement d'une surface (radier) dans le sol sous l'effet d'importantes charges causant ainsi un tassement du sol.

Le calcul au poinçonnement sera déterminé en fonction du résultat de la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u$$

Avec :

N_u : Effort normal du voile le plus sollicité (KN)

$$\text{On a : } N_u = 823425 \text{ KN}$$

Q_u : Charge de calcul du poteau (KN) :

$$\text{Avec : } Q_u = 0,045 \times \mu_x \times h \times F_{c28} / \gamma_b$$

μ_x : périmètre d'impacte de la charge (m) :

$$\mu_x = 2 [2(a+b) + 2 h]$$

a, b : dimension du poteau (m) , h : épaisseur du radier (m)

pour le voile de sous-sol : (30× 150 cm²)

Donc :

Chapitre V Etude de l'infra structure

$$\mu_x = 2 [2(0,3 + 1.5) + 2 \times 1.6] = 13.6 \text{ m}$$

$$Q_u = 0,045 \times \mu_x \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 0.045 \times 13.6 \times 1.6 \times 30 / 1.5$$

$$= 12.24 \text{ MN} = 12240 \text{ KN}$$

Donc : 12240 KN < 823425 KNCondition vérifiée

Tableau V.2 : sollicitations du radier général

	combinaison	M max entre XX' et YY' (KN. m)	Tmax(KN.)
Appui	ELU	Ma =1185.08	647.45
	ELA	Ma=1280.87	
	ELS	Ma=870.63	
Travée	ELU	Mt=1213.99	
	ELA	Mt=672.67	
	ELS	Mt=267.84	

La dimension à ferrailer est :

$$b = 1\text{ m} , h = 1.6 \text{ m} , d = 0,9 (h) = 1.44 \text{ m}$$

1.a- a ELU :

- En travée :

On a : $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPA}$ et $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$

$$M_t = 267.84 \text{ KN.m}$$

$$u_u = M / b d^2 \sigma_{bc} = 267.84 \times 10^{-3} / 1 \times 1.44^2 \times 17 = 0.0076$$

$u_u = 0,0076 \leq 0,186$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires

($A_u' = 0$)

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0.0095$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0.996$$

$$A_u = M / \beta d \sigma_s = 267.84 \times 10^{-3} / 0.996 \times 1.44 \times 348 = 5.37 \text{ cm}^2$$

Chapitre V Etude de l'infra structure

Tableau V.3 : tableau récapitulatif de Ferrailage de la Fondation

	combinaison	Moment (KN.m)	Au (cm ⁴)	Armature Choix (cm)
Appui travée	ELU	1185.08	19.27	7T14+7T14
		1213.99	19.75	
Appui Travée	ELA	1280.87	18,05	7T14+7T14
		672.67	9.41	

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 160 = 144 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c$$

$$A_{min} = 0,23 \times 1 \times 1.44 \times 2,4 / 500 = 15.9 \text{ cm}^2$$

Donc :

-en travée : $A_{st} = \geq 18.72 \text{ cm}^2$ cv

-en appuis : $A_{st} = \geq 21.6 \text{ cm}^2$ cv

L'espacement des barres :

D'après le RPA 99 version 2003 :[8]

$$St < \min (h / 4 , 14\Phi_{min}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm (pour la zone nodale)}$$

$$St < h / 4 = 40 \text{ cm (pour la zone courantes)}$$

Donc : On prend : $St = 14 \text{ cm (pour la zone nodale)}$

$St = 14 \text{ cm (pour la zone courantes)}$

V.3. Vérification à l'ELS:

vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq ((\gamma - 1) / 2) + (f_c 28 / 100)$$

En travée :

$$M_u = 1213.99 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 672.67 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$\gamma = M_u / M_s = 1213.99 / 672.67 = 1.80$$

$$\alpha \leq ((1,80 - 1) / 2) + (30 / 100) = 0.7 \text{cv}$$

En appui :

$$M_u = 1185.08 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 1280.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } \gamma = M_u / M_s = 1185.08 / 1280.87 = 0.93$$

$$\alpha \leq ((0.93 - 1) / 2) + (30 / 100) = 0.27 \dots \text{cv}$$

V.3.1. Vérification des contraintes tangentielles (cisaillement):

$$T_u \text{ max} = 647.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = T_u \text{ max} / b.d = 647.45 / 1 \times 0.72 = 0.45 \text{ MPA}$$

$$\tau = \min\{ 0.2 * f_{c28} / \gamma b ; 5 \text{ MPA} \} = 4 \text{ MPa}$$

$$0.45 \text{ MPA} \leq 4 \text{ MPA} \dots \text{cv}$$

V.4. étude de la longrine :

V.4.1. Introduction :

Les points d'appui d'un bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal.

D'après le R.P.A 99 V2003 [8] le minimum pour les longrines est :

$(25 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow$ Site de catégorie S2, S3.

$(30 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow$ Site de catégorie S1.

Donc on va adopter une longrine de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

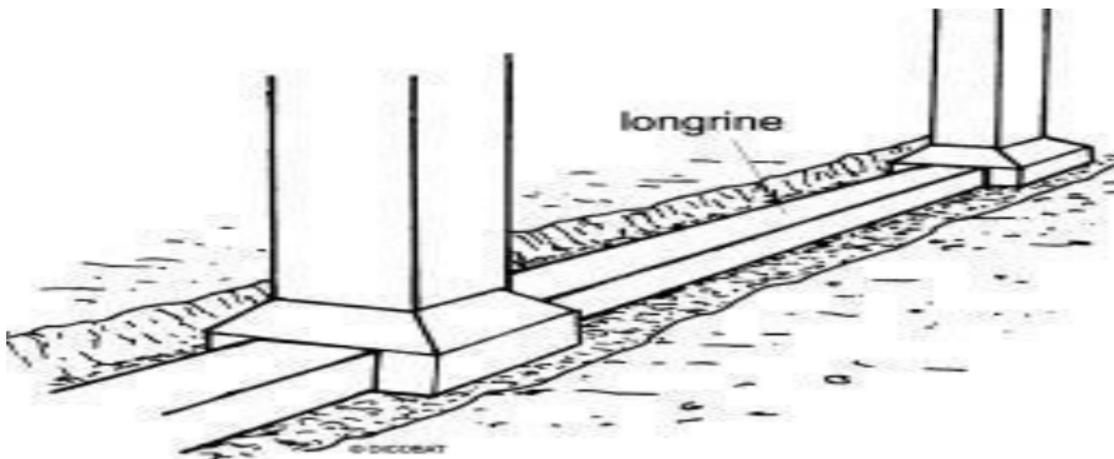


Figure V.5 : schéma de longrine

Les longrines doivent être calculées pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = N / \alpha > 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : (effort normal maximal du poteau)

Chapitre V Etude de l'infra structure

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site.

Zone IIa ; site 1 $\rightarrow \alpha = 15$

Donc :

Pour ce qui est de la valeur de l'effort normal N, à l'aide du programme étabs Version 2013, on extrait les valeurs des efforts suivant les trois combinaisons d'action citées ci-dessous

L'ELU : $N_u = 1779.89 \text{ KN}$

L'ELS : $N_{ser} = 1289.47 \text{ KN}$

L'ELA : $N_a = 1355.65 \text{ KN}$

Calcul du ferrailage :

$$F = N / 15 = 1779.89 / 15 = 118.66 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$A_u = F / \sigma_s = 118.66 * 10 / 348 = 3.4 \text{ cm}^2$$

a ELA :

$$F = N / 15 = 1355.65 / 15 = 90.38 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$A_u = F / \sigma_s = 90.38 * 10 / 348 = 2.6 \text{ cm}^2$$

Section minimale autorisé :

Le R.P.A 99 version 2003 exige que :

$$A_{\min} \geq 0,6\% \times (b \times \square)$$

$$A_{\min} \geq 5,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 5.4 \text{ cm}^2$$

La section du ferrailage à adopter est:

$$A_{st} = \max (A_{\min}, A_u, A_a)$$

$$= \max (5.4 \text{ cm}^2 ; 3.4 \text{ cm}^2 ; 2.6 \text{ cm}^2)$$

$$A_{st} = 5.4 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour un 6T12..avec : $A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

On prend la section minimale :

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

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times 2,4 \times 500$$

$$A_{st} = 22.36 \text{ cm}^2 \geq 0,97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

L'espace des cadres :

Chapitre V Etude de l'infra structure

On adopte :

St=15cm.

Les armatures transversales :

On choisit forfaitairement : Øt = 8 mm

V.5.mur voile de l'infrastructure :

Pou faciliter l'exécution en doit calculer la section d'armature et vérification dans l'acier et le béton avec des efforts internes Max

Tableau V.4 : calcul la section d'armature et vérification dans l'acier et le béton avec des efforts internes Max

	N (kN/m)	M (kN.m)	A cal	A choi
ELU	-1835.152	-5.406	5.2	7T12
	-1599.095	-102.872	5.2	7T12
	-1410.281	74.901	5.3	7T12
ELA	-1778.32	1.651	5.3	7T12
	39.95	1.733	5.2	7T12
	-903.765	-89.814	5.3	7T12
	-1015.069	57.655	5.3	7T12

- Vérification à ELS

Tableau V.5 : Vérification à ELS

ELS	N (kN/m)	M (kN.m)	σ _{ST}	σ _{bc}	observation
	-1336.864	-3.947	62	4.1	C.V
	-1164.725	-74.89			
	-1033.184	54.846			

V.6.Vérification du poinçonnement:

Des armatures de poinçonnement ne sont pas nécessaires si :

$$P_u \leq (0.045 U_c h_0 f_{c28}) / \gamma_s \quad [9]$$

$$P_u \leq (0.045 (3.10+1.90) * 2 * 1.60 * 30) / 1.5$$

$$1835.15 \leq 14400 \dots\dots\dots C.V$$

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude sismique approfondie réalisée sur le bâtiment R+9 avec deux sous-sols dans la wilaya d'Aïn Témouchent a permis de fournir des informations cruciales pour garantir la sécurité et la résilience de la structure face aux forces sismiques. En utilisant des outils d'analyse avancés tels qu'ETABS et en respectant les normes de construction sismique en vigueur en Algérie, nous avons pu évaluer avec précision les charges sismiques auxquelles le bâtiment sera exposé.

Les résultats obtenus ont montré que le bâtiment est conçu pour résister efficacement aux tremblements de terre de magnitude courante, assurant ainsi la protection des occupants et des biens à l'intérieur. Des mesures de renforcement appropriées ont été recommandées pour garantir la stabilité structurelle et réduire les risques potentiels en cas de séisme.

En conclusion, l'étude sismique de ce bâtiment R+9 avec deux sous-sols dans la wilaya d'Aïn Témouchent a permis de mettre en évidence l'importance de la conception et de l'évaluation sismique précise lors de la construction de bâtiments résistants aux séismes. Les résultats serviront de référence pour les futures études de conception et contribueront à améliorer les pratiques de construction sismique dans la région, garantissant ainsi la sécurité et le bien-être des occupants.

Références bibliographique

Dans le cadre de l'élaboration de ce projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse afin de résoudre les problèmes que j'ai rencontré au cours mon travail.

1. BENAMAR SOUHILA & BENSABER SOFIANE ."Conception parasismique d'une structure élancée conformément aux règles parasismiques algériennes « RPA99 Version 2003 » " Centre Universitaire BELHADJ Bouchaib d'Ain Temouchent , 2018
2. Mr BENNACEUR Sidi Mohamed . "Influence de l'effet thermique par rapport au séisme et les justifications nécessaires exigées par le RPA 99/2003 pour une structure élancée (RDC+9 étages)". Centre Universitaire de Ain Témouchent - BELHADJ Bouchaib , 2020
- 3 • Conception parasismique d'une structure élancée conformément aux règles parasismiques algériennes « RPA99 Version 2003.
4. Hamel Asma , " Etude d'un bâtiment (R+5) a usage d'habitation « Portique contreventé par des voiles »". Université Larbi Ben M'hidi– OUM EL BOUAGHI, 2013
5. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites: règles BAEL 91, révisées 99. Paris: Centre Scientifique et Technique du Batiment; 2000.
6. NOUICHI Yamina . "Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+□□Ö/sous sol contreventement mixte". Université Mohamed Khider de Biskra , 2018
7. Mansoura soumia . " Etude et conception parasismique d'un bâtiment (R+9 avec Sous-Sol) à usage d'habitation et commerciale Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent , 2017
8. BRAHIM YOUNES . "TOUT EN UN calcul des structures de batiment en béton armé " version 1 2015
9. NEMICHE BOUCHRA & ZITOUNI KAOUTAR . "ETUDE PARASSISMIQUE D'UN BÂTIMENT IRRÉGULIER (RDC+11 ÉTAGE) À USAGE MULTIPLE" Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent 2016
10. CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE-PARASISMIQUE "REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003." DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE DTR B C 2 48 , MINISTERE DE L'HABITAT
11. Boudjedir Abdelhakim . "Étude d'une Bâtiment (R+5+S.SOL)". e Université Larbi Ben M'hidi De Oum El Bouaghi, 2013

Outils informatiques

- ETABS V2013 (Analyse des structures).
 - SAFE V12.3.2 (Analyse des structures)
 - SOCOTEC V 1.01.035
 - AUTOCAD 2014 (Dessin).
 - Office 2013 (Traitement de texte, calcul...etc)
- Excel 2013
Powerpoint 2013