

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة سعيدة – د. مولاي الطاهر
UNIVERSITÉ DESAÏDA - Dr MOULAY TAHAR



Faculté de technologie
Département de génie civil et de l'hydraulique
PROJET DE FIN DE CYCLE
Présenté pour l'obtention du diplôme de master en génie civil
Spécialité : Structures

**Etude d'un bâtiment (R+8+Sous-Sol) à usage
Multiple contreventé par un système mixte (voile-
portique)**

Présenté par :
GUERROUDJ Yasmine

Soutenu le 07 / 06 / 2023, devant le jury composé de :

M. BETAHER Mohamed

Président

M. KACI Abdelhakim

Encadreur

M. MAHMOUDI Noredine

Examineur

Année universitaire 2022/2023

Remerciement

- ❖ *Toute ma parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui m'a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

- ❖ *Ainsi je remercie tous les membres de jury d'avoir accepté d'examiner ce travail.*

- ❖ *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon promoteur Mr. KACI Abdelhakim pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.*

- ❖ *Je saisis également cette opportunité pour remercier les membres du bureau d'étude*

- ❖ *Je remercie également l'ensemble des enseignants du département de génie civil.*

- ❖ *Enfin, je remercie tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

Dédicace

Je dédie ce travail aux personnes qui ont donné un sens à ma vie

*A ma chère mère, qui était et restera toujours ma fierté, que dieu t'accueille dans
son vaste paradis*

*A mon chère père Pour tous ses sacrifices, son amour, son
soutien et ses prières tout au long de mes études.*

*A mes sœurs, ... Pour leurs encouragements permanents et
leur soutien moral.*

A ma chère cousine, ... Que dieu te garde pour moi.

A mes meilleures amies :

Merci d'être toujours là pour moi.

*A toute ma famille, Que ce travail soit l'accomplissement de
vos vœux tant*

allégués, et le fruit de votre soutien infaillible.

A tous ceux qui me sont chères.

ملخص

هذا المشروع يهدف أساسًا إلى دراسة مفصلة لعمارة متكونة من طابق تحت ارضي زائد طابق ارضي وثمانية طوابق فوق الأرض للاستخدام المتعدد (تجاري وسكني) يتم تعزيزه بنظام مختلط . يقع المبنى في ولاية معسكر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية II-a وفقا للمعايير المقاومة لزلزال الجزائرية 99 المعدلة في عام 2003. تم تصميم الأبعاد وتسليح العناصر وفقًا لقواعد التصميم وحساب الهياكل المسلحة بالخرسانة (CBA93) وتطبيق لائحة BAEL91 المنقحة 99. تم إجراء هذه الدراسة باستخدام برامج أوتوديسك روبرت للتحليل الإنشائي 2021 و أوتوكاد. هدفه الرئيسي هو إجراء دراسة دقيقة تهدف إلى تصميم هيكل قوي ومتين ومناسب بشكل مثالي لبيئته. من خلال التركيز على ترتيب مثالي للجدران المسلحة، سأعمل على تعزيز استقرار الهيكل واحترام القيود الاقتصادية الموجودة.

كلمات المفتاحية: مبنى، CBA 93، BAEL 91/99، RPA 99/2003، أوتوديسك روبرت للتحليل الإنشائي 2021 و أوتوكاد.

Abstract

This project entails the comprehensive analysis of a multi-purpose building (R+8+basements) designed for both commercial and residential use, utilizing a combined system of shear walls and frames for lateral bracing.

The structure is situated in MASCARA, within a region of moderate seismic activity categorized as Zone II-a. The study adheres to the Algerian Seismic Design Regulations of 1999, with subsequent modifications in 2003. The sizing and reinforcement of structural elements were meticulously executed in accordance with the design and calculation principles outlined in the Concrete Design Code (CBA93) and following the specifications of BAEL91 revised 99.

To accomplish this study, industry-leading software tools, Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2021 and AUTOCAD, were employed, harnessing their advanced capabilities and robust features.

My primary objective is to conduct a meticulous examination aimed at conceiving a structure characterized by unwavering strength, resilience, and seamless integration with its surroundings. By prioritizing an optimal arrangement of shear walls, I will ensure the reinforcement of structural stability while duly considering the prevailing economic constraints.

Keywords: Building, CBA 93, BAEL 91/99, RPA 99/2003, AUTODESK, AUTOCAD.

Résumé

Ce projet consiste principalement à l'étude d'un bâtiment (R+8+ sous-sols) à usage multiple (commerciale et habitation) contreventé par un système mixte (voile-portique).

La structure est implantée à MASCARA, zone de moyenne sismicité zone II-a conformément au Règlement Parasismique Algérienne 99 modifiées en 2003. Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) et en application du règlement BAEL91 révisée 99.

Cette étude a été faite en utilisant les deux logiciels Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2021 et AUTOCAD.

Mon principal objectif est de mener une étude rigoureuse visant à concevoir une structure robuste, résistante et idéalement adaptée à son environnement. En me concentrant sur une disposition optimale des voiles, je veillerai à renforcer la stabilité de l'ouvrage tout en respectant les contraintes économiques préexistantes.

Mots clés : Bâtiment, CBA 93, BAEL 91/99, RPA 99/2003, AUTODESK, AUTOCAD.

Table des matières

Table des matières	5
Liste des figures	10
Liste des tableaux	12
Notations et symbole	14
Introduction générale.....	19
I. Présentation du projet :	1
I.1 Introduction.....	1
I.2 Présentation du projet	1
I.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure:.....	2
I.2.2 Classification de l'ouvrage selon son importance:	2
I.2.3 Ossature et système constructif adopté:	2
I.2.4 Planchers:	2
I.2.5 Maçonnerie :	2
I.2.6 Revêtement :	2
I.2.7 Isolation :.....	3
I.2.8 Les Escaliers :	3
I.2.9 Cage d'ascenseur :.....	3
I.2.10 Acrotère :.....	3
I.2.11 Terrasse :	3
I.2.12 Balcon :	3
I.3 Caractéristiques géotechniques du sol :.....	3
I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	4
I.4.1 Le Béton.....	4
I.4.2 Résistances mécaniques du béton	4
I.4.3 L'acier :	8
I.5 Les réglementations, normes et documents pris en compte pour notre projet sont les suivants :.....	10
II. Prédimensionnement des éléments	12
II.1 Introduction :.....	12
II.2 Prédimensionnement des poutres :	12
II.2.1 Poutres principales:.....	12

II.2.2	Poutres secondaires:	13
II.3	Prédimensionnement des planchers :.....	14
II.3.1	Prédimensionnement plancher à corps creux:	14
II.3.2	Prédimensionnement plancher dalles pleines:	15
II.4	Descente de charges :	16
II.5	Prédimensionnement des poteaux :	18
II.5.1	Etapes de prédimensionnement (calcul) :.....	18
II.5.2	Dimensionnement des poteaux:	18
II.6	Prédimensionnement des voiles de contreventement:.....	25
II.7	Conclusion :	27
III.	Etude des éléments secondaires :.....	29
III.1	Etude de balcon :.....	29
III.1.1	Définition:.....	29
III.1.2	Prédimensionnement de balcon:	29
III.1.3	Schéma statique:	29
III.1.4	Evaluation Des Charges:	29
III.1.5	Combinaison des charges :.....	30
III.1.6	Calcul des efforts internes :.....	30
III.1.7	Calcul De Ferrailage :	30
III.1.8	Schéma de ferrailage du balcon :	32
III.2	Etude de l'escalier:	33
III.2.1	Définition:.....	33
III.2.2	Terminologies:.....	33
III.2.3	Prédimensionnement d'escalier:.....	35
III.2.4	Détermination des charges et surcharges.....	36
III.2.5	Calcul des sollicitations:.....	37
III.2.6	Exemple de calcul : volée – palier	37
III.2.7	Schéma de ferrailage :	41
III.3	Etude de l'ascenseur :	42
III.3.1	Définition:.....	42
III.3.2	Dimensionnement selon (NFP82-22):	42
III.3.3	Calcul de la charge de rupture :	42
III.4	Etude de la dalle Machine :	44
III.4.1	Définition:.....	44
III.4.2	Prédimensionnement de la dalle ascenseur :	44

III.4.3	Détermination des sollicitations:	45
III.4.4	Ferraillage:.....	46
III.4.5	Les vérifications de l'effort tranchant :	46
III.4.6	Détermination des armatures transversales:.....	47
III.4.7	Ferraillage:.....	49
III.4.8	Vérification au poinçonnement:.....	49
III.4.9	Vérification de l'effort tranchant:	49
III.4.10	Détermination des armatures transversales:.....	50
III.4.11	Schéma de ferraillage :	50
III.5	Etude de l'acrotère :	51
III.5.1	Définition:.....	51
III.6	Calcul de l'acrotère :	51
III.6.2	Schéma de ferraillage:	54
IV.	Etude des planchers :	56
IV.1	Introduction.....	56
IV.2	Plancher à corps creux :	56
IV.2.1	Définition :	56
IV.2.2	Etude de poutrelles:	56
IV.2.3	Méthode de calcul :	57
IV.2.4	Ferraillage des poutrelles:.....	63
IV.2.5	Schéma de ferraillage:.....	68
IV.3	Les Planchers dalle pleines :	68
IV.3.1	Définition :	68
IV.3.2	Etude de Dalle plein (sous- sol) :	68
IV.3.3	Etude de Dalle plein (cage d'escalier):	73
V.	Etude sismique et dynamique :	78
V.1	Introduction :	78
V.2	Etude dynamique :	78
V.2.1	Définition :	78
V.2.2	Objective :	78
V.2.3	Les méthodes de calcul:	79
V.2.4	Classification de l'ouvrage :	79
V.2.5	Choix de la méthode de calcul :.....	80
V.2.6	Application de la méthode d'analyse modale spectrale :	81
V.2.7	Disposition des voiles de contreventement :	86

V.3	Conclusion :	102
VI.	Etude des éléments structuraux	105
VI.1	Introduction.....	105
VI.2	Etude des poteaux :	105
VI.2.1	Définition:.....	105
VI.2.2	Recommandations du RPA99 (version 2003) :	105
VI.2.3	Les sollicitations de calcul:	107
VI.2.4	Calcul du ferrailage:.....	108
VI.2.5	Schéma de ferrailage :	116
VI.3	Etude des Poutres :	118
VI.3.1	Définition :	118
VI.3.2	Les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 Version 2003:	118
VI.3.3	Recommandation du RPA99/V2003 :	118
VI.3.4	Recommandation de BAEL :	120
VI.3.5	Calcul du ferrailage (poutre) :	120
VI.3.6	Schéma de ferrailage :	125
VI.4	Etude de ferrailage des voiles	126
VI.4.1	Définition :	126
VI.4.2	Déterminer des contraintes maximales agissantes.....	126
VI.4.3	Calcul du ferrailage :	128
VI.4.4	Schéma de ferrailage :	132
VII.	Etude de l'infrastructure	134
VII.1	Introduction :	134
VII.2	Combinaison de calcul :	135
VII.3	Reconnaissance du sol :	135
VII.4	Choix du type de fondation.....	135
VII.4.1	Vérification de la semelle isolée :	135
VII.4.2	Verification des semelles filantes.....	136
VII.4.3	Vérification du radier général.....	136
VII.5	Etude du Voile périphérique :	146
VII.5.1	Définition :	146
VII.5.2	Dimensionnement:.....	147
VII.5.3	Évaluation des charges et surcharges :	147
VII.5.4	Ferrailage du voile périphérique :	148
VII.5.5	Schéma de ferrailage:.....	150

Conclusion Générale.....	152
--------------------------	-----

Liste des figures

Figure I-1: localisation géographique du site d'étude.....	1
Figure I-2:Diagramme contraintes- déformations du béton	6
Figure I-3: Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton	7
Figure I-4: Diagramme contraintes- déformations d'acier	9
Figure II-1: Schéma poutre principale Figure II-2: Schéma poutre secondaire.....	14
Figure II-3: Schéma poutre principale.....	14
Figure II-4: Schéma du plancher à dalle pleine.....	15
Figure II-5: Surface afférente du poteau le plus sollicité	19
Figure II-6: Loi de dégression	20
Figure II-7:section brute.....	24
Figure II-8: Coupe de voile en élévation.....	26
Figure III-1:schéma statique du balcon	29
Figure III-2: Schéma de ferrailage de balcon	32
Figure III-3 : Terminologie d'escaliers 1	33
Figure III-4: Terminologie d'escalier.....	34
Figure III-5 : schéma en élévation 1 ^{ère} volée	35
Figure III-6 : Schéma en élévation 2 ^{ème} volée	35
Figure III-7:Schéma explicatif de l'escalier.....	36
Figure III-8: Schéma statique escalier volée - palier	37
Figure III-9: schéma de ferrailage palier-volé-palier	41
Figure III-10: schéma d'ascenseur	42
Figure III-11: cage d'escalier	45
Figure III-12: Schéma de la dalle d'ascenseur et sa surface d'impacte.....	48
Figure III-13:Récapitulation des résultats de ferrailage	49
Figure III-14: Vue en coupe du ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	50
Figure III-15 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	51
Figure III-16: Schéma statique de l'acrotère	51
Figure III-17: Coupe verticale sur l'acrotère.....	51
Figure III-18:Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	54
Figure IV-1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux	56
Figure IV-2: diagramme des moments	59
Figure IV-3: schéma statique des moments en appuis	59
Figure IV-4: Diagramme des moments pour une poutre à deux travées À l'ELU	62
Figure IV-5: Diagramme des moments pour une poutre à deux travées À l'ELS.....	62
Figure IV-6: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées À l'ELU.....	62
Figure IV-7: section de la poutrelle.....	63
Figure IV-8: schéma de ferrailage sur travée	68
Figure IV-9: schéma de ferrailage sur appuis	68
Figure IV-10: Dalle Sous-sol	69
Figure IV-11: dalle cage d'escalier.....	73
Figure V-1: limites des décrochements en plan	79
Figure V-2: limites des décrochements en élévation.....	80
Figure V-3: modélisation 3D de la structure sur <i>vue 2</i>	86

Figure V-4: modélisation 3D de la structure sur <i>vue 1</i>	86
Figure V-5: 1ère disposition des voiles	87
Figure V-6: 2ème disposition des voiles	88
Figure V-7: 3ème disposition des voiles	89
Figure V-8: Représentation du mode 1 (Direction X).....	91
Figure V-9: Représentation du mode 2 (Direction Y).....	92
Figure V-10: Représentation du mode 3 (Direction z).....	93
Figure VI-1: Zone nodale	106
Figure VI-2: Dispositions constructives pour le ferrailage des poteaux (RPA99).	120
Figure VI-3: longueur de recouvrement	122
Figure VI-4: schéma de ferrailage de poutres principale et secondaire	125
Figure VI-5: sollicitation des voiles	126
Figure VI-6: voiles partiellement tendue.....	127
Figure VI-7: contraintes moyennes des zones d'about	128
Figure VI-8: les longueurs des zones	128
Figure VI-9: schéma de la zone courante	129
Figure VI-10: schéma de ferrailage du voile.....	132
Figure VII-1: les types de fondations	134
Figure VII-2: les dimensions du radier général	138
Figure VII-3: distribution des contraintes à l'ELS	138
Figure VII-4: distribution des contraintes à l'ELU	139
Figure VII-5: distribution des contraintes à l'ACC.....	140
Figure VII-6: présentation de zone d'impact de la charge concentré	140
Figure VII-7: distribution des contraintes de cisaillement suivant x-x.....	141
Figure VII-8: distribution des contraintes de cisaillement suivant y-y.....	142
Figure VII-9: schéma de ferrailage de nervure.....	146
Figure VII-10: Voile périphérique.....	147
Figure VII-11: Diagramme des contraintes	148
Figure VII-12: schéma de ferrailage du voile périphérique	150

Liste des tableaux

Tableau I-1: les types de nuances d'acier	8
Tableau II-1: la section retenue pour les poutres.....	13
Tableau II-2: Terrasse inaccessible	16
Tableau II-3: Plancher haut sous-sol	16
Tableau II-4: Plancher étage courant et RDC.....	17
Tableau II-5: Balcon.....	17
Tableau II-6: Mur extérieur.....	17
Tableau II-7: Mur intérieure.....	18
Tableau II-8: Poids propres des poteaux.	20
Tableau II-9: Détermination des charges d'exploitations du bâtiments	21
Tableau II-10: Evaluation des charges « G » pour le Poteau	21
Tableau II-11: L'effort normal ultime « Nu » dans chaque niveau.....	23
Tableau II-12: les sections de poteaux selon CBA93.....	24
Tableau II-13: Vérification selon le RPA99 version 2003	24
Tableau II-14: Vérification au flambement.....	25
Tableau II-15: resultat du prédimensionnement des voiles	26
Tableau III-1 combinaison des charges du balcon	30
Tableau III-2: récapitulatif du résultat des efforts internes	30
Tableau III-3: charge et surcharge de paillasse	36
Tableau III-4: charge et surcharge de palier.....	37
Tableau III-5: Tableau de vérification à l'ELS	41
Tableau III-6: récapitulatif des résultats de ferrailage.....	46
Tableau IV-1: présente les différents types de poutrelle	58
Tableau IV-2: calcul des moments en appuis	60
Tableau IV-3: Efforts tranchants.....	61
Tableau IV-4: des sollicitations	62
Tableau IV-5: récapitulatif des résultats des moments.....	70
Tableau IV-6: récapitulatif des résultats de ferrailage	71
Tableau IV-7: récapitulatif des moments (étage courant)	74
Tableau IV-8: récapitulatif des résultats de ferrailage (étage courant)	74
Tableau V-1: coefficient d'accélération.....	82
Tableau V-2: 4.4 de RPA valeurs des pénalités Pq.....	83
Tableau V-3: Résultat dynamique 1	87
Tableau V-4: Résultats dynamique 2	88
Tableau V-5: résultat dynamique de la troisième disposition	90
Tableau V-6: vérification d'excentricité de chaque étage.....	94
Tableau V-7: récapitulatif de distribution de l'effort tranchant et l'effort normal	95
Tableau V-8: récapitulatif vérification de la résultante des forces sismiques	97
Tableau V-9: Vérification des déplacements inter étages dans les deux sens (x, y)	99
Tableau V-10: Vérification de l'effort normal réduit de poteau central.....	100
Tableau V-11: Vérification à l'effet P- Δ sens (x)	101
Tableau V-12: Vérification à l'effet P- Δ sens (y)	101

Tableau V-13: Vérification au renversement selon y	102
Tableau V-14: Vérification au renversement selon x	102
Tableau VI-1 : sollicitation de calcul (section rectangulaire).....	107
Tableau VI-2: sollicitation de calcul (section carré)	108
Tableau VI-3: Les résultats des ferraillements retenus pour les poteaux	112
Tableau VI-4: Armatures transversales dans les poteaux.....	114
Tableau VI-5: Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux	115
Tableau VI-6: Détermination de la zone nodale.....	116
Tableau VI-7: Schémas de ferraillement des poteaux.	116
Tableau VI-8: sollicitation de calcul des poutres	120
Tableau VI-9: Les résultats des ferraillements retenus pour les poutres	121
Tableau VI-10: Vérification des contraintes de cisaillement	123
Tableau VI-11: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	124
Tableau VI-12: Vérification de l'état limite de compression du béton	124
Tableau VI-13: caractéristique géométrique du voile	127
Tableau VI-14: représentant contraintes maximales du voile	127
Tableau VII-1: Tableau des moments $M(x_x)$ [KN.m/ml]	142
Tableau VII-2: Tableau des moments $M(y_y)$ [KN.m/ml]	142
Tableau VII-3: section de ferraillement du radier	144
Tableau VII-4: sollicitations des nervures.....	144
Tableau VII-5: Ferraillement des nervures.....	145
Tableau VII-6: Vérification à l'ELS des nervures	145
Tableau VII-7: Vérification de l'effort tranchant	145
Tableau VII-8: Ferraillement du voile périphérique.....	149
Tableau VII-9: Vérification à ELS du voile périphérique.....	150

Notations et symbole

A : Coefficient d'accélération de zone
Aa : Section d'armature en appui
Al : Section d'armature longitudinale
Amin : Section d'armature minimale déterminée par les règlements
Ar : Section d'armature de répartition
Aser : Section d'armature d'état limite de service
A_t : Section d'armature de travée ou transversale
Au : section d'armature d'état limite ultime de résistance
A_x : section d'armature du sens x-x
A_y : section d'armature du sens y-y
A' : section d'armature comprimée
A1 : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
A2 : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
B_r : section réduite du béton
Cp : facteur de force horizontale
Cs : coefficient de sécurité
Cr : charge de rupture
Crn : charge de rupture minimale nécessaire
D : coefficient d'amplification dynamique
E : module de déformation longitudinale
E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée
E_{iv} : module de déformation longitudinale différée
G : action permanente
H : hauteur
HA : armature à haute adhérence
I : moment d'inertie
If : moment d'inertie fictif
J : action permanente avant mise en place des cloisons
L : longueur
Le : longueur en élévation
Ln : entre axe des nervures

L_p: longueur en plan

M : moment fléchissant

Ma : moment fléchissant en appui

Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

Md : moment fléchissant de la droite

Me : masse du câble ; moment au centre de la section

M_f: moment fléchissant totale

Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde-corps

M_j: moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

MI : masse linéaire

Mser: moment fléchissant d'état limite de service

Mt : moment fléchissant de travée

Mu : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

M_w: Moment fléchissant de la gauche

M_x:moment fléchissant du sens x-x

M_ymoment fléchissant du sens y-y

M0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée

N : effort normal

Ne : effort normal au centre de la section

N_{pp}: effort normal dû au poids des poutres principales

N_{ps}: Effort normal dû au poids des poutres secondaires

N_{ser}: effort normal d'état limite de service

Nu : effort normal d'état limite ultime de résistance

P : poids propre ; périmètre

Q : action variable quelconque ; facteur de qualité

R : rayon ; coefficient de comportement de la structure

S : surface

Sr : surface du radier

T : effort tranchant

T_x: période fondamentale dans le sens x-x

T_y: période fondamentale dans le sens y-y

U_c: Périmètre du contour

V : action sismique ; effort horizontal

V_t : Effort sismique à la base de la structure
 W : poids total de la structure
 W_p : Poids de l'élément en considération.
 a : longueur ; distance ; dimension
 b : largeur
 b_0 : largeur de la nervure
 b_1 : largeur de poteau
 c : enrobage
 d : hauteur utile
 e : excentricité ; espacement
 e_a : excentricité additionnelle
 f : flèche
 f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
 f_e : Limite élastique d'acier
 f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
 g : giron de la marche
 h : hauteur
 h_c : hauteur du corps creux
 h_d : Hauteur de la dalle
 h_e : hauteur libre
 h_{moy} : hauteur moyenne
 ht : hauteur totale
 h' : hauteur de la zone nodale
 h_1 : hauteur du poteau
 i : rayon de giration
 j : nombre des jours
 l : longueur ; distance
 l_f : Longueur de flambement
 l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
 l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
 l' : longueur de la zone nodale
 l_0 : longueur libre
 q_b : charge linéaire induite par les marches
 q_{eq} : charge linéaire équivalente

q_l : Charge linéaire
 q_{ser} : Charge linéaire d'état limite de service
 q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
 q_p : charge linéaire du palier
 s : espacement
 t : espacement ; période
 x : abscisse
 y : ordonnée
 y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
 α : Angle, coefficient sans dimension
 γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
 β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
 ε : Coefficient de réponse
 η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
 θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
 λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
 μ : Moment réduit
 ν : Coefficient de poisson
 ρ : Rapport de deux dimensions
 σ : Contrainte de béton ou d'acier
 τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
 ψ : Coefficient de pondération
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique
 δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement
 Σ : Somme
 ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis

Etude d'un bâtiment

R+8+Sous-Sol

Introduction générale

Introduction générale

Le génie civil englobe l'ensemble des techniques liées à la construction d'ouvrages civils. C'est une discipline de l'ingénierie qui concerne la conception, l'exploitation et la gestion des structures et des infrastructures. Le domaine du génie civil couvre un large éventail de projets, tels que la construction de bâtiments, les infrastructures routières, les ouvrages hydrauliques, etc.

L'objectif principal du génie civil est de répondre aux besoins de la société en fournissant des structures et des infrastructures sécurisées, durables et fonctionnelles. Les ingénieurs civils sont chargés de concevoir et de planifier ces projets en prenant en compte diverses contraintes techniques, économiques, environnementales et sociales.

Dans le cadre de notre projet, nous nous concentrons sur l'étude d'un bâtiment résidentiel de huit étages avec un sous-sol. Ce bâtiment est conçu avec un système de contreventement composé de voiles et de portiques. Il est important de noter que ce bâtiment se situe en zone II-a et dépasse les 14 mètres de hauteur, ce qui rend la prise en compte du phénomène sismique essentielle.

Dans notre étude, nous abordons différents aspects liés au comportement dynamique de la structure, en complément des calculs statiques présentés dans les quatre premiers chapitres.

Le chapitre Cinq est dédié à la recherche d'une disposition optimale des voiles de contreventement pour assurer un bon comportement dynamique de la structure. Nous explorons différentes configurations afin de déterminer celle qui offre les meilleures performances.

Une fois la disposition optimale des voiles de contreventement déterminée, nous soumettons la structure à une analyse du spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/Version 2003). Cette analyse est effectuée à l'aide du logiciel de calcul des structures: **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2021**, qui permet de calculer la réponse sismique de la structure.

Introduction générale

Le chapitre suivant, le chapitre six, se concentre sur le dimensionnement du ferrailage des éléments principaux de la structure. Nous présentons les détails du calcul des armatures nécessaires pour assurer la résistance et la stabilité de la structure.

Enfin, le chapitre sept traite du calcul de l'infrastructure de la structure. Nous étudions des éléments tels que les fondations, les poutres de liaison, les dalles, etc., qui contribuent à la stabilité globale de la construction.

En résumé, notre étude englobe les aspects suivants : les calculs statiques, la recherche de la meilleure disposition des voiles de contreventement pour un bon comportement dynamique, l'analyse de la réponse sismique de la structure, le dimensionnement du ferrailage des éléments principaux, ainsi que le calcul de l'infrastructure de la structure.

Etude d'un bâtiment

R+8+Sous-Sol

Chapitre I : Présentation du projet

I. Présentation du projet :

I.1 Introduction

Pour mener une recherche de qualité en génie civil, il est indispensable de comprendre les caractéristiques géométriques, les propriétés structurelles et mécaniques des matériaux utilisés dans sa production. Cette étude constitue l'objet du premier chapitre.

I.2 Présentation du projet

Le projet étudié est un bâtiment (R+8+Sous-sol) à usage Multiple contreventé par un système mixte (voile-portique) comprenant un sous-sol destiné au stockage et un rez-de-chaussée à usage commercial. Les huit étages supérieurs seront réservés à des habitations, avec un total de 72 logements. Le bâtiment sera implanté à Mascara, dans une zone de moyenne sismicité (zone II-a), conformément aux normes du Règlement Parasismique Algérien de 1999 (RPA 99/Version 2003).

Le projet étudié se situe dans la plaine de la ville de Mascara, plus précisément à Ain Soultane/Baba Ali. Cette zone a été sélectionnée pour accueillir un immeuble de neuf niveaux, composé d'un rez-de-chaussée, de huit étages et d'un sous-sol, avec une utilisation mixte d'habitation et commerciale.

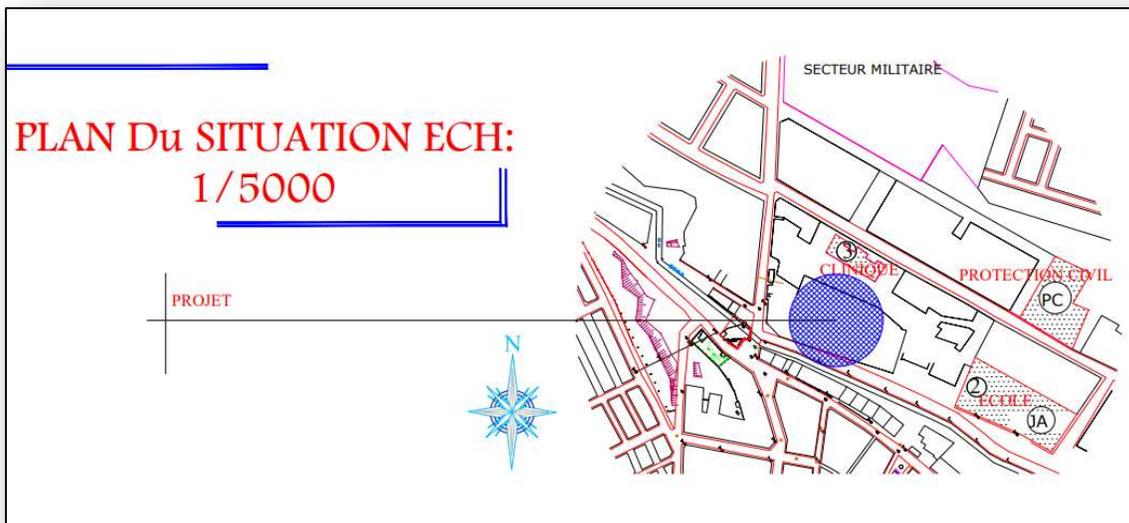


Figure I-1: localisation géographique du site d'étude

I.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure:

La longueur totale du bâtiment	27,45 m
La largeur totale du bâtiment	23,15 m
Hauteur total	34,17 m
Hauteur de Sous-sol	3,06 m
Hauteur de RDC.....	5,10 m
Hauteur de l'étage courant	3,23 m

La descente des étages supérieurs est assurée par une cage d'escalier ainsi qu'un ascenseur.

I.2.2 Classification de l'ouvrage selon son importance:

Selon le RPA99/Version 2003, Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m donc il est classé dans le **groupe 2 :ouvrages courants ou d'importance moyenne.**

I.2.3 Ossature et système constructif adopté:

C'est une structure en béton armé avec un système de contreventement mixte (poteaux-poutres) et voiles, car la hauteur de bâtiment dépasse 17m, selon le RPA99/version 2003.

I.2.4 Planchers:

Les planchers sont réalisés en deux types :

Type 1 : Corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm, pour RDC et étages courants.

Type 2 : Dalle pleine, pour les planchers niveaux sous-sol.

I.2.5 Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques creuses de (15cm; 10cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont faits en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.2.6 Revêtement :

Enduit en plâtre pour les plafonds.

Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.

Revêtement en carrelage pour les planchers.

Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.2.7 Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher terrasse.

I.2.8 Les Escaliers :

Un escalier est une construction permettant de relier différents niveaux d'un bâtiment. Il est constitué d'une succession de marches horizontales et de paliers de repos, permettant à l'utilisateur de monter ou descendre en toute sécurité. Dans le cadre de notre ouvrage, l'escalier reliant le rez-de-chaussée au premier étage est constitué de trois volées et deux paliers intermédiaires, tandis que les autres étages sont équipés de deux volées et d'un seul palier.

I.2.9 Cage d'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mécanique de transport vertical conçu pour faciliter la mobilité entre différents niveaux d'un bâtiment. Il est généralement composé d'une cabine fermée qui se déplace le long de rails verticaux ou inclinés, et est propulsée par une machinerie motorisée.

I.2.10 Acrotère :

Un acrotère est une structure surélevée en maçonnerie ou en béton, généralement située à la bordure d'un toit-terrasse, qui sert à retenir les matériaux de couverture et à empêcher l'eau de pluie de déborder.

I.2.11 Terrasse :

Dans notre bâtiment, la terrasse aménagée est une terrasse inaccessible, c'est-à-dire qu'elle n'est pas destinée à être utilisée pour des activités ou des déplacements fréquents. Cette terrasse est conçue principalement pour des raisons esthétiques ou pour des besoins techniques tels que l'installation d'équipements de ventilation ou de climatisation.

I.2.12 Balcon :

Les balcons sont des éléments non porteurs qui se composent d'une dalle en béton armé pleine.

I.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

Le site est considéré comme un sol meuble (S_3).

La contrainte admissible du sol est : $\sigma_{sol} = 1,8 \text{ bars}$.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que : Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.4.1 Le Béton

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, de sable, de gravier et d'eau, capable de durcir et de prendre la forme du moule dans lequel il est coulé. La proportion des différents composants du béton peut varier selon l'application. En général, le béton est constitué d'un mélange variable de ciment (9-18%), d'eau (6-9%), de sable (23-35%), et de gravier (35-55%) en termes de masse. En termes de volume, le béton peut être dosé à environ (7-15%) de ciment, (14-19%) d'eau, (4-8%) d'air, (20-30%) de sable et (30-48%) de gravier.

L'eau de gâchage : Il est recommandé d'utiliser de l'eau propre et potable pour assurer la fiabilité des résultats. Des analyses chimiques peuvent être réalisées sur l'eau pour s'assurer qu'elle est conforme aux normes de qualité requises pour la production de béton.

I.4.2 Résistances mécaniques du béton

La résistance du béton à la compression et à la traction sont deux facteurs importants qui doivent être mesurés et évalués pour garantir la qualité de l'ouvrage construit.

- Résistance caractéristique à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} .

Pour notre étude on prend: $f_{c28} = 30MPa$

- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton joue un rôle important dans les problèmes de traction, de cisaillement et fissuration.

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

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

Pour notre étude on prend :

$$f_{c28} = 30MPa \rightarrow f_{t28} = 2,4 MPa \quad (\text{Conformément à la norme CBA93-Art A.2.1.1.2}).$$

I.4.2.1 Déformations du béton :

- Déformation longitudinale :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad \text{CBA93 (Art. A.2.1.2.1)}$$

- Pour notre étude on prend: $E_{ij} = 34179,5MPa$

Sous des contraintes de longue durée d'application, les effets du fluage du béton rajoutent une déformation complémentaire du double de la déformation instantanée du béton. La déformation totale sera donc triple. En exprimant les résistances en MPa, le module de déformation longitudinale différé du béton E_{vj} est égal :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad \text{CBA93 (Art.A.2.1.2.2)}$$

- Pour notre étude on prend: $E_{vj} = 11496,7MPa$

(Le fluage du béton constitue un phénomène de déformation différé sous charges de longues durées d'application).

- Déformation transversale :

Le coefficient de poisson est pris égal à :

$\nu = 0$: Pour le calcul des sollicitations ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0.2$: Pour le calcul des déformations (béton non fissuré).

I.4.2.2 Contraintes limites :

I.4.2.2.1 État limite ultime (ELU) :

- Contrainte limites du béton :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a. Diagramme parabole rectangle :

C'est un diagramme contraintes- déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

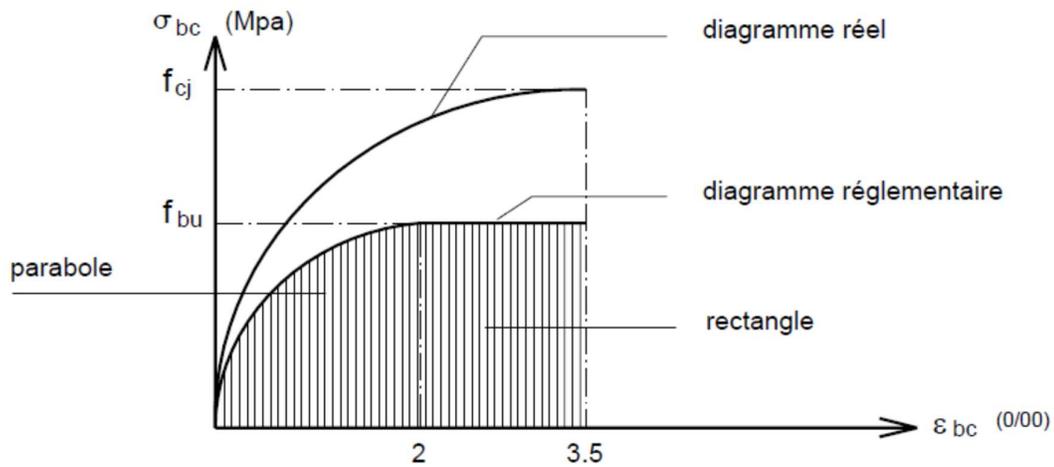


Diagramme contraintes- déformations du béton

Figure I-2: Diagramme contraintes- déformations du béton

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton

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

f_{bu} : Résistance conventionnelle ultime à la compression

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

La valeur f_{bu} de la contrainte de calcul pour une déformation comprise entre 2 ‰ et 3,5 ‰ est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ Dans le cas général

$\gamma_b = 1.15$ Pour les combinaisons accidentelles

θ : dépend de la durée d'application des charges.

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures ;

$\theta = 0.95$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Pour notre étude on prend :

Contrainte limite à la compression (Art 4-3 .41 BAEL91) : $f_{bu} = 17MPa$

b. Diagramme rectangulaire :

Lorsque la section est partiellement comprimée (cas de la flexion simple), nous pouvons remplacer le diagramme parabole-rectangle par un diagramme rectangulaire simplifié.

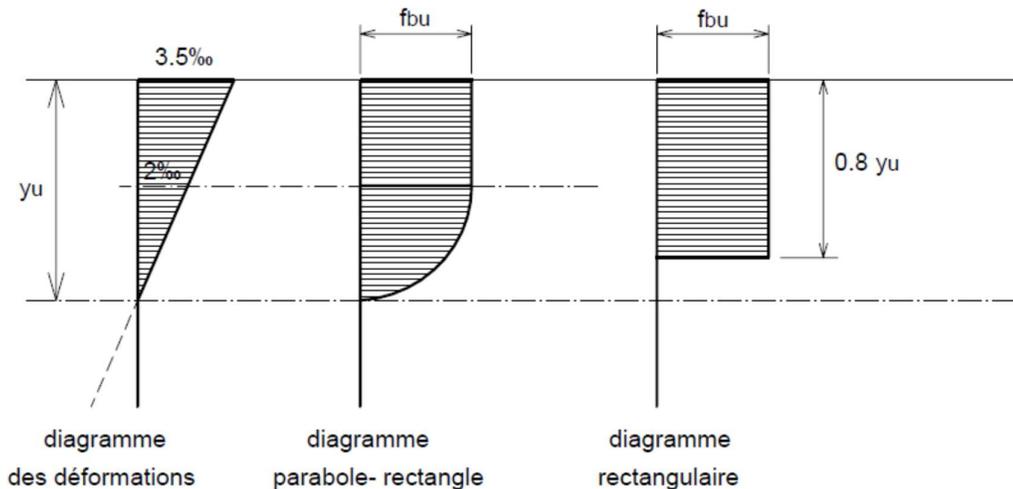


Figure I-3: Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton

- Contrainte admissible de cisaillement (Justification des poutres):

La contrainte tangentielle conventionnelle $\tau_u = \frac{T}{b.d}$ doit satisfaire aux états limites ultimes suivants (dans le cas d'armatures droites) :

Fissuration peu préjudiciable : $\tau_u \leq \min[0.20 f_{c2} / \gamma_b ; 5MPa]$

Fissuration préjudiciable et très préjudiciable: $\tau_u \leq \min[0.15 f_{c2} / \gamma_b ; 4MPa]$

Pour notre étude on prend :

Fissuration peu préjudiciable : $\tau_u \leq 4MPa$

Fissuration préjudiciable et très préjudiciable: $\tau_u \leq 3MPa$

I.4.2.2.2 État limite de service(ELS) :

- Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{cj}$

Pour notre étude on prend: $\bar{\sigma}_{bc} = 18MPa$

Pour les poutres rectangulaires soumises à la flexion simple, il peut être admis de ne pas procéder à la vérification de la contrainte de compression du béton lorsque :

$$\alpha_u \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100}$$

Avec $\gamma = M_u / M_{ser}$

Cette formule est valable lorsque les aciers sont de classe Fe E 400.

I.4.3 L'acier :

L'acier est un alliage constitué principalement de fer et de carbone. Il est indispensable pour reprendre les efforts de traction dans les ouvrages en béton armé et limiter la fissuration. Les aciers utilisés sont classés en différents types en fonction de leurs propriétés et de leur composition :

Tableau I-1:les types de nuances d'acier

Désignation	Aciers ronds lisses		Aciers à Hautes adhérence		T.S à fils lisses	T.S à haute adhérence
	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e [MPa]$	215	235	400	500	500	500

$f_e [MPa]$ Représentant la limite d'élasticité des aciers.

Notre projet implique l'utilisation de trois types de nuances d'acier, à savoir :

Une nuance de haute adhérence FeE400 pour les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure.

Une nuance ronde et lisse FeE235 pour les armatures transversales des poutrelles.

Un treillis soudé de nuance Te500 de maille 200 x 200 mm² avec $\Phi = 5\text{mm}$ pour la dalle de compression des planchers à corps creux

I.4.3.1 Caractères mécaniques:

Le caractère mécanique qui sert de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie désignée par f_e . Elle varie en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à :

$$E_s = 200000\text{MPa}$$

Le diagramme déformations-contraintes a l'allure suivante pour la traction, (le diagramme est symétrique pour la compression).

I.4.3.2 Contraintes et déformations :

I.4.3.2.1 État limite ultime (ELU) :

- Diagramme contrainte- déformation

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15$ Cas général

$\gamma_s = 1,00$ Cas des combinaisons accidentelles

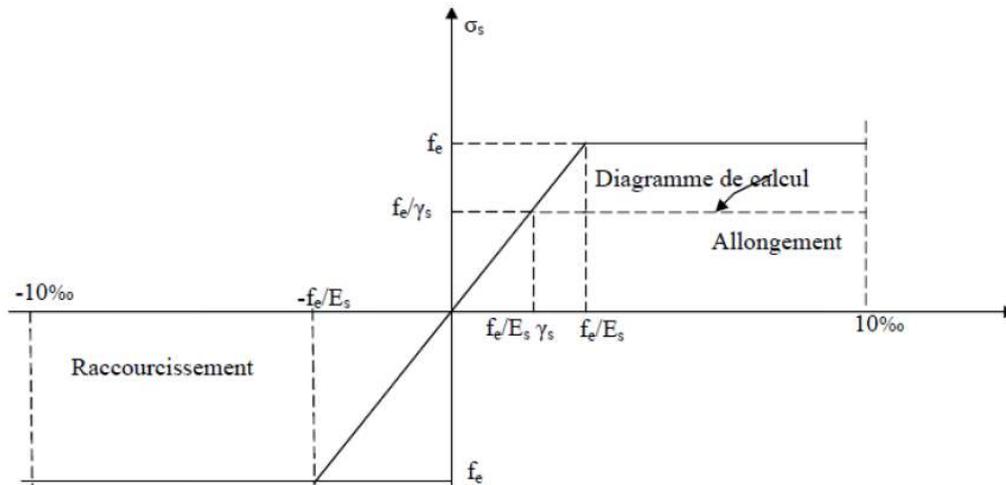


Figure I-4: Diagramme contraintes- déformations d'acier

I.4.3.2.2 État limite de service (ELS) :

- Contrainte limite de traction des armatures:

Les contraintes limites de traction des aciers dépendent des cas de fissurations :

Fissuration peu préjudiciable : pas de limite

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right]$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}} \right]$

$\eta = 1,6$ pour les barres HA et les TS < 6 mm

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1,3$ pour les TS ≥ 6 mm

I.5 Les réglementations, normes et documents pris en compte pour notre projet sont les suivants :

DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).

CBA 93 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé).

BAEL 91 modifier 99 (Béton armé aux états limites).

RPA99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien).

DTR-BC 2.331 (Règle de calculs des Fondations superficielles).

Etude d'un bâtiment

R+8+ sous-sol

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II. Prédimensionnement des éléments

II.1 Introduction :

Le prédimensionnement consiste à évaluer approximativement les dimensions des différents éléments de la structure, afin de pouvoir supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Cette étape est essentielle car elle constitue le point de départ pour assurer la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Les dimensions prévues pour chaque élément sont conformes aux règlements en vigueur, tels que le BAEL 91/99, le CBA 93, le RPA 99 version 2003 et le DTR.

II.2 Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé qui sont coulés sur place.

Il existe deux types de poutres : les poutres principales et les poutres secondaires.

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

❖ Critère de flèche:

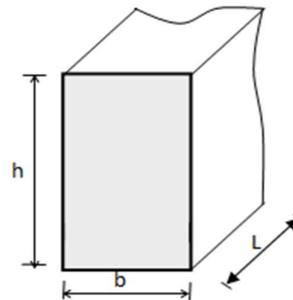
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : Longueur de la poutre ;

h : Hauteur de la poutre et

b : Largeur de la poutre.



Les règles du BAEL91mod 99 sont utilisées pour le prédimensionnement des poutres.

II.2.1 Poutres principales:

- Selon le BAEL 91mod 99 : pour : $L_{\max} = 4,40\text{m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h_t < b \leq 0,7h_t \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{440}{15} = 29,34 \text{ cm} < h_t \leq \frac{440}{10} = 44 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ 16 < b \leq 28 \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 < 3 \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

- Vérification suivant R.P.A 99:

Selon R.P.A 99 les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{on à : } \left\{ \begin{array}{l} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{vérifiée}$$

II.2.2 Poutres secondaires:

- Selon le BAEL 91mod 99: $L_{\max} = 3,75 - 0,45 = 3,30 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h_t \leq \frac{L}{12} \\ 0.4h_t < b \leq 0.7h_t \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{330}{15} = 22 \text{ cm} < h_t \leq \frac{330}{10} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 30 \text{ cm} \\ 12 < b \leq 21 \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1 < 3 \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

a. Vérification suivant R.P.A 99 :

Selon R.P.A 99 les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{on à : } \left\{ \begin{array}{l} h = 30 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{vérifiées}$$

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II-1: la section retenue pour les poutres

Poutre	Sections (cm ²)
Principales	30 x 40
Secondaires	30 x 30

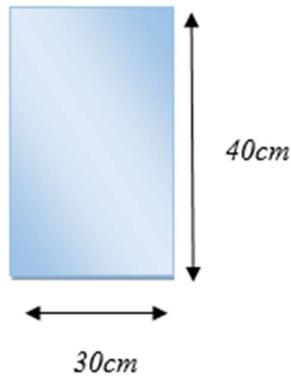


Figure II-1: Schéma poutre principale

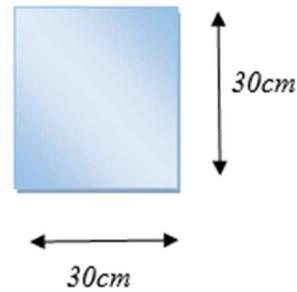


Figure II-2: Schéma poutre secondaire

II.3 Prédimensionnement des planchers :

Dans la conception de notre bâtiment, nous avons besoin de deux types de planchers pour séparer les différents niveaux : les planchers à corps creux et les planchers à dalle pleine.

II.3.1 Prédimensionnement plancher à corps creux:

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec : $\begin{cases} L : \text{Le porté maximal entre nus d'appuis} \\ h_t : \text{Hauteur totale du plancher} \end{cases}$

On prend :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t = \frac{L}{22.5} = \frac{440}{22.5} = 19.55 \text{ cm}$$

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

16cm l'épaisseur du corps creux et 4 cm, l'épaisseur- de la dalle de compression.



Figure II-3: Schéma poutre principale

II.3.2 Prédimensionnement plancher dalles pleines:

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$).

Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaire et principale, les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres.

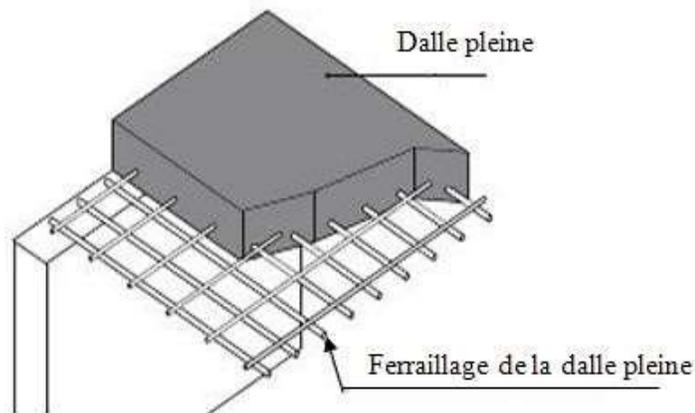


Figure II-4: Schéma du plancher à dalle pleine

On déduira l'épaisseur des dalles à partir de :

- **Résistance au feu :**

$e = 7 \text{ cm}$: pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$: pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17.5 \text{ cm}$: pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que : $e = 15 \text{ cm}$

- **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le CBA93 [3] sont les suivantes :

- Pour les dalles reposant sur deux appuis avec $\rho < 0,4$:

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

- Pour une dalle sur trois appuis ou quatre appuis avec $\rho > 0,4$

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$$

L_x : étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

- Dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée $L_x = 3.75 \text{ m}$

Chapitre II prédimensionnement des éléments

On aura donc :

$$\frac{375}{50} = 7.5\text{cm} < e < \frac{375}{40} = 9.5\text{cm}$$

✓ l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante : $e \geq (10\text{cm})$

Alors on adopte $e = 15\text{cm}$.

II.4 Descente de charges :

Tableau II-2: Terrasse inaccessible

Plancher terrasse inaccessible				
Chargement	1	Gravions roulé de protection 5cm	1,00	KN/m ²
	2	Etanchéité multicouche (3cm)	0,19	KN/m ²
	3	Forme de pente (10cm)	2,20	KN/m ²
	4	Polyane	0,01	KN/m ²
	5	Isolation thermique en polystyrène	0,02	KN/m ²
	6	Plancher à corps creux 16+4) cm	2,85	KN/m ²
	7	Enduit en ciment (2cm)	0,36	KN/m ²
Charge Permanente total			6,63	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			1,00	KN/m ²

Tableau II-3: Plancher haut sous-sol

Plancher haut sous-sol				
Chargement	1	Carrelage	0,44	KN/m ²
	2	Mortier de pose	0,54	KN/m ²
	3	Plancher dalle pleine	3,75	KN/m ²
	4	Enduit en plâtre	0,20	KN/m ²
	5	cloison intérieur	1,00	KN/m ²
	6	Lit de sable	0,40	KN/m ²
Charge permanente totale			6.33	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			5.00	KN/m ²

Chapitre II prédimensionnement des éléments

Tableau II-4: Plancher étage courant et RDC

Plancher étage courant et RDC				
Chargement	1	Carrelage	0,44	KN/m ²
	2	Mortier de pose	0,40	KN/m ²
	3	Plancher à corps creux (16+4) cm	2,85	KN/m ²
	4	Enduit en ciment	0,36	KN/m ²
	5	Cloison intérieur	1,00	KN/m ²
	6	Lit de sable 2 cm	0,38	KN/m ²
Charge Permanente total			5,43	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			1,50	KN/m ²
Surcharge pour l'étage à usage commerciale			4.00	KN/m ²

Tableau II-5: Balcon

Balcon				
Chargement	1	Carrelage	0,44	KN/m ²
	2	Mortier de pose	0,40	KN/m ²
	3	Plancher dalle pleine	3.75	KN/m ²
	4	Enduit en ciment	0,36	KN/m ²
	5	Lit de sable	0,54	KN/m ²
Charge permanente totale			5.50	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			3.50	KN/m ²

Tableau II-6: Mur extérieur

Mur extérieur				
Chargement	1	Brique creuse (e=10 cm)	0.90	KN/m ²
	2	Enduit intérieur en plâtre (e = 4 cm)	0.40	KN/m ²
Charge permanente totale			1.30	KN/m ²

Tableau II-7: Mur intérieure

Mur intérieure				
Chargement	1	Brique creuse (e =10cm)	0.90	KN/m ²
	2	Brique creuse (e =15cm)	1.30	KN/m ²
	3	Enduit extérieur en ciment (e =2cm)	0.36	KN/m ²
	4	Enduit intérieur en plâtre (e =2 cm)	0.20	KN/m ²
Charge permanente totale			2.76	KN/m ²

II.5 Prédimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre des charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99. La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité

II.5.1 Etapes de prédimensionnement (calcul) :

Calcul de la surface afférente du poteau.

Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.

La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

L'effort normal réduit

II.5.2 Dimensionnement des poteaux:

II.5.2.1 Calcul de la surface revenant aux poteaux:

Le calcul se limite au poteau qui reprend la plus grande surface, avec une surface **S=15.41m²**

II.5.2.2 Calcul de charges et surcharges revenant au poteau central le plus sollicité:

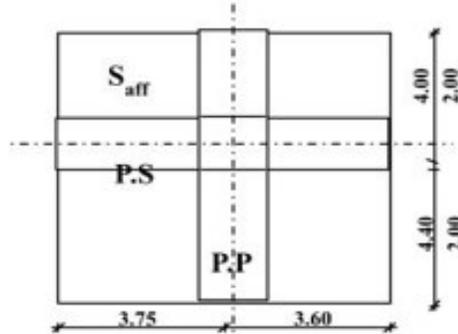


Figure II-5: Surface afférente du poteau le plus sollicité

Plancher terrasse inaccessible :

- Poids du plancher terrasse inaccessible $G \times S = 102.1683 \text{ KN}$
- Plancher terrasse inaccessible:..... $Q_0 = 15.41 \times 1 = 15.41 \text{ KN}$

Plancher étages courant et RDC

- Poids du plancher courant..... $G \times S = 83.68 \text{ KN}$
- Plancher étage courant (habitation)..... $Q = 15.41 \times 1.5 = 23.12 \text{ KN}$
- Plancher RDC (commerciale)..... $Q = 15.41 \times 4 = 61.64 \text{ KN}$

Plancher haut sous-sol :

- Poids du plancher Sous-sol..... $G \times S = 97.55 \text{ KN}$
- Plancher Sous-sol (stockage) $Q = 15.41 \times 5 = 77.05 \text{ KN}$

Poids propres des poutres:

- Poids de la poutre principale..... $l_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 13.20 \text{ KN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $l_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 9.84 \text{ KN}$

Poids propres des poteaux:

- $G_{poteau} = b \times h \times \rho$

Tableau II-8: Poids propres des poteaux.

Poteaux	Section (m ²)	Hauteur (m)	G _{POT} (KN)
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étagee	35x40	3.23	11.30
6 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	35x45	3.23	12.72
1 ^{ème} 3 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	40x50	3.23	16.15
sous-sol et RDC	45x55	5.10	31.55

II.5.2.3 Evaluation des charges « Q » pour le poteau :

L'application de la loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

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

Avec :

- **n**: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

A l'aide de Lois de dégression l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée.

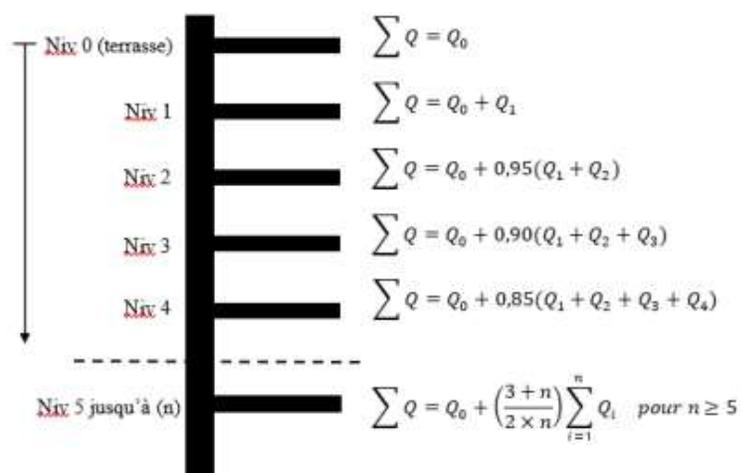


Figure II-6: Loi de dégression

Chapitre II prédimensionnement des éléments

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-9: Détermination des charges d'exploitations du bâtiments

Etages	Q [KN]	Coefficient	Q_{cum} [KN]
8 ^{eme} niveau	15.41	/	15.41
7 ^{eme} niveau	23.12	1	38.53
6 ^{eme} niveau	23.12	0,95	59.72
5 ^{eme} niveau	23.12	0,9	76.86
4 ^{eme} niveau	23.12	0,85	88.45
3 ^{eme} niveau	23.12	0,8	93.88
2 ^{eme} niveau	23.12	0,75	93.53
1 ^{ere} niveau	23.12	0,71	89.53
RDC	61,64	0,69	123.42
S-Sol	77.05	0,67	159.74

II.5.2.4 Evaluation des charges «G» pour le poteau:

Tableau II-10: Evaluation des charges « G » pour le Poteau

G_i	Désignation	Section(m ²)	G_{total} (KN)
G_0	Poids du plancher étage	15.41	102.1683 KN
	terrasse	0.4×0.30	13.20KN
	Poids des PP	0.3×0.30	9.84KN
	Poids des PS	0.35×0.40	11.30KN
	Poids de poteau		
	total	/	136.51
G_1	Venant de G_0	136.51	136.51KN
	Poids du plancher étage courant	15.41	13.20KN
	Poids des PP	0.4×0.30	9.84KN
	Poids des PS	0.3×0.30	11.30KN
	Poids de poteau	0.35×0.40	
	total	/	170.85
G_2	Venant de G_1	170.85	170.85 KN
	Poids du plancher étage courant	15.41	83.68 KN
	Poids des PP	0.4×0.30	13.20 KN
	Poids des PS	0.3×0.30	9.84 KN
	Poids de poteau	0..35×0.45	12.72KN

Chapitre II prédimensionnement des éléments

	total	/	290.29
G₃	Venant de G4	290.29	290.29
	Poids du plancher étage courant	15.41	83.68KN
	Poids des PP	0.4×0.30	13.20KN
	Poids des PS	0.3×0.30	9.84KN
	Poids de poteau	0..35×0.45	12.72KN
	total	/	409.73
G₄	Venant de G3		409.73KN
	Poids du plancher étage courant	15.41	83.68KN
	Poids des PP	0.4×0.30	13.20KN
	Poids des PS	0.3×0.30	9.84KN
	Poids de poteau	0.35×0.45	12.72KN
	total	/	529.17
G₅	Venant deG4	/	529.17KN
	Poids du plancher étage courant	15.41	83.68KN
	Poids des PP	0.4×0.30	13.20KN
	Poids des PS	0.3×0.30	9.84KN
	Poids de poteau	0.40×0.50	16.15KN
	total	/	652.04
G₆	Venant de G3	/	652.04KN
	Poids du plancher étage courant	15.41	83.68KN
	Poids des PP	0.4×0.30	13.20KN
	Poids des PS	0.3×0.30	9.84KN
	Poids de poteau	0.40×0.50	16.15KN
	total	/	774.91
G₇	Venant de G4		774.91KN
	Poids du plancher étage courant	15.41	83.68KN
	Poids des PP	0.4×0.30	13.20KN
	Poids des PS	0.3×0.30	9.84KN
	Poids de poteau	0.40×0.50	16.15KN
	total	/	897.78

Chapitre II prédimensionnement des éléments

G₈	Venant de G ₄		897.78KN
	Poids du plancher RDC	15.41	83.68KN
	Poids des PP	0.4×0.30	13.20KN
	Poids des PS	0.3×0.30	9.84KN
	Poids de poteau	0.45×0.55	31.55KN
	total	/	1036.05
G₉	Venant de G ₄		1036.05KN
	Poids du plancher haut sous - sol	15.41	97.55KN
	Poids des PP	0.4×0.30	13.20KN
	Poids des PS	0.3×0.30	9.84KN
	Poids de poteau	0.45×0.55	31.55KN
	total	/	1188.19

II.5.2.5 Calcul de l'effort normal ultime N_u :

N_u est calculé comme suit : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

Tableau II-11: L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau

Niveau	G(KN)	Q(KN)	N_u (KN)
N ₁	136.51	15.41	207.40
N ₂	170.85	38.53	288.44
N ₃	290.29	59.72	481.47
N ₄	409.73	76.86	668.43
N ₅	529.17	88.45	847.05
N ₆	652.04	93.88	1021.07
N ₇	774.91	93.53	1186.42
N ₈	897.78	89.53	1346.30
N ₉	1036.05	123.42	1583.8
N ₁₀ base	1188.19	159.74	1708.66

Selon le **CBA93**, on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_u de 10%, on propose les sections de poteaux suivantes :

Tableau II-12: les sections de poteaux selon CBA93

Poteau	Section(m ²)	Hauteur(m)
6 ^{em} , 7 ^{em} et 8 ^{em} étage	35x45	3.23
4 ^{em} et 5 ^{em} étage	35x50	3.23
3 ^{em} et 2 ^{em} étage	40x55	3.23
sous-sol, RDC et 1 ^{em}	45x60	3.06, 5.10, 3.23

II.5.2.6 Vérification selon le RPA99 version 2003:

D'après le RPA99/version2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II-13: Vérification selon le RPA99 version 2003

Condition à vérifier	Application de la condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 35 cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h) ≥ h _e /20	Min(b, h) = 30 cm ≥ (h _e /20) = (3,23,20)/20 = 16 cm	Oui
0.25 ≤ (b / h)	0,25 ≤ (b/h) = 0.77 ≤ 4	Oui

II.5.2.7 Vérification au flambement:

D'après le (CBA93), on doit vérifier que l'effort normal ultime:

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Expression dans laquelle :

- B_r est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ; $B_r = (a - 2)(b - 2)$

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$$\gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.}$$

- γ_s Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.}$$

- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0.1% de la section réelle du poteau ($A_s = B/1000$).

- α : Coefficient en fonction de l'élancement du poteau: Selon le BAEL91révisée99(Art. B.8.4.1).

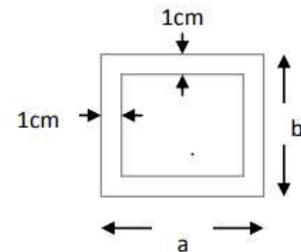


Figure II-7: section brute

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right. ; \text{ avec: } \lambda = \frac{L_f}{i} ; i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Ou :

$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{i}$: Rayon de giration.
 $\mathbf{\lambda}$: L'élanement géométrique.
 $\mathbf{L_f}$: Longueur de flambement.
 \end{array} \right.

- $\frac{N_u}{2}$ Appliqué avant 28 jours : $K = 1.1/2$
- $\frac{N_u}{2}$ Appliqué avant 90 jours : $K = 1.2$.
- $\frac{N_u}{2}$ Appliqué après 90 jours : $K = 1.0$

Pour notre projet on adopte : $K = 1$.

Ce tableau résume les vérifications au flambement:

Il faut vérifier que: $B_r \geq B_{real}$

Tableau II-14: Vérification au flambement

Type de poteau	B (cm ²)	h (m)	l ₀ (m)	l _r (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	\bar{N}_u (KN)	B _{real} (cm ²)
35*45	1575	3.23	2.65	226	18.18	0.806	1412	2151.5	1213.54
35*50	1750	3.23	3.64	226	18.18	0.806	1584	2413.3	1361.18
40*55	2200	3.23	5.54	226	19.57	0.799	2014	3041.1	173.03
45*60	2700	5.10	8.10	357	28.86	0.748	2494	3524.8	213.94
45*60	2700	3.00	8.10	210	17.3	0.810	2494	3817	214.23

- ✓ D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

II.6 Prédimensionnement des voiles de contreventement:

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Chapitre II prédimensionnement des éléments

d'après le RPA 99 article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Avec :

- L : longueur de voile.
- e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la Figure suivante :

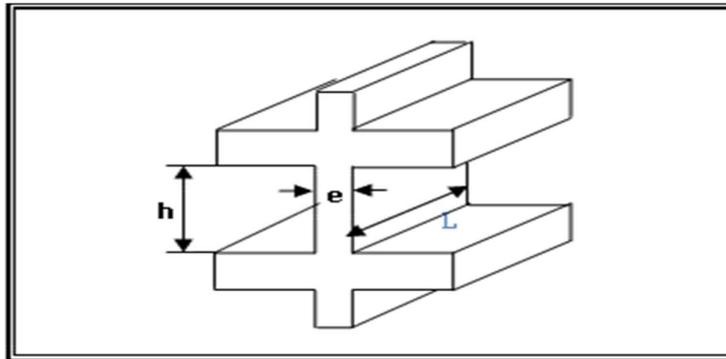


Figure II-8: Coupe de voile en élévation

$$e \geq \frac{H_e}{25} ; \frac{H_e}{22} ; \frac{H_e}{20} \text{ avec } e \geq 15\text{cm} \text{ (Conditions de rigidité aux extrémités).}$$

Calcul de l'épaisseur du voile :

Tableau II-15: resultat du prédimensionnement des voiles

Les étages	$\frac{H_e}{20}$ (cm)	Epaisseur adopter
pour le RDC :	$\frac{510}{20} \approx 25\text{cm.}$	e = 25 cm
pour le sous-sol :	$\frac{306}{20} = 15 \text{ cm.}$	e = 25 cm
pour les étages courants :	$\frac{323}{20} = 16.15 \text{ cm.}$	e = 25 cm

II.7 Conclusion :

Après avoir accompli le prédimensionnement des éléments structuraux et effectuer les vérifications nécessaire nous avons retenu les sections suivantes :

Poutre principales : 30x40

Poutre secondaire : 30x30

Poteaux sous-sol, RDC et 1^{er} étage : 45x60

Poteaux 2^{ème} et 3^{ème} étage : 40x55

Poteaux 4^{ème} et 5^{ème} étage : 35x50

Poteaux 6^{ème} , 7^{ème} et 8^{ème} : 35x45

Epaisseur des Voiles égal à : 25cm

Etude d'un bâtiment

R+8 Avec sous-sol

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

Chapitre III Etude des éléments secondaires

III. Etude des éléments secondaires :

III.1 Etude de balcon :

III.1.1 Définition:

Les balcons sont inclus dans la structure des poutres, et sont modélisés comme des consoles de 1 mètre de largeur, exposées à une charge permanente "G" et une charge d'exploitation "q".

Le bâtiment étudié comporte plusieurs types de balcon, Nous avons opté le plus défavorable, Le calcul est effectué en considérant le balcon comme une console en dalle pleine, encastrée d'un côté et libre à l'autre, soumise à:

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde -corps.

III.1.2 Prédimensionnement de balcon:

L'épaisseur du balcon est donnée par :

$$\text{On a : } \begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10} \\ \frac{120}{30} \leq e \leq \frac{120}{10} \end{cases}$$

- ✓ Donc le balcon réalisé en dalle en béton armé de 15cm d'épaisseur.

III.1.3 Schéma statique:

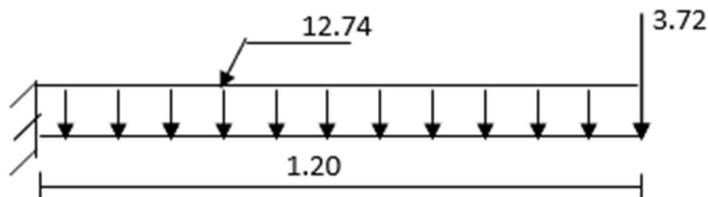


Figure III-1:schéma statique du balcon

III.1.4 Evaluation Des Charges:

D'après le chapitre deux (pré dimensionnement et descente de charges),

On a:

Chapitre III Etude des éléments secondaires

- a. Charge permanente $G = 5,55 \text{ kN/m}^2$
- b. Charge répartie : $Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$
- charge concentrée "F": (Poids du mur) Garde de corps : $F = 2,76 \text{ kN/m}^2$
 - Hauteur du mur : $h = 1.00 \text{ m}$
 - $F = 2.76 \times 1 \times 1 \text{ m} = 2.76 \text{ kN}$

III.1.5 Combinaison des charges :

Tableau III-1 combinaison des charges du balcon

Combinaison	ELU	ELS
q(kN/ml)	12.74	9.05
F (kN)	3.72	2.76

III.1.6 Calcul des efforts internes :

Le moment et l'effort tranchant maximaux s'observent au niveau de l'encastrement. Le calcul statique des sollicitations maximales donne les expressions suivantes :

- Moment fétichisant : $M_{max} = -(F \cdot L + \frac{qL^2}{2})$
- Effort tranchant : $T_{max} = (q \times L + F)$

Tableau III-2: récapitulatif du résultat des efforts internes

	ELU	ELS
M(kN.m/ml)	13.65	9.85
T(kN)	19.00	13.62

III.1.7 Calcul De Ferrailage :

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

Avec :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}; d = 13,5 \text{ cm}; f_e = 400 \text{ MPa}.$$

III.1.7.1 Calcul du ferrailage longitudinal:

- Ferrailage à l'état limite ultime: $M_u = 13.65 \text{ KN m}$

Chapitre III Etude des éléments secondaires

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13.65 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 17 \times 10^6} = 0.052 < \mu_{bl} = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,35(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0609$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.976$$

$$A_u = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.65 \times 10^{-3}}{0.976 \times 0.135 \times 347.82} = 2.87 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage à l'état limite de service:** $M_s = 9.85 \text{ KN m}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\left[\frac{2f_e}{3}, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

$$\sigma_s \sigma_s = \text{Min } 266, 7; 201,6 \quad \sigma_s = 201.6 \text{ MPA}$$

Détermination de α :

$$\mu_{bs} = \frac{30M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_s} = 0.0715$$

Abaque, pour $\mu = 0,0715$, $\alpha = 0.24$

$$A_s = \frac{b \times d \times \alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{100 \times 13.5 \times 0.24^2}{30 \times (1-0.25)} = 3.03 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 22 \frac{2.4}{400} = 1.304 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures du balcon sera déduite à partir du cas le plus défavorable, soit :

$$A = 3.03 \text{ Max } (A_u, A_{ser}, A_{min}) = 3.03 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix de la section des armatures principales :** 6HA12/ml (6.79cm²/ml).

Avec un espacement de 15cm.

III.1.7.2 Calcul des Armatures de répartition :

Les armatures de répartition sont déduites par la formule suivante :

$$A_r = \frac{1}{4} A = 0,98 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix de la section des armatures de répartition :** 6HA10/ml (4.71cm²).

Avec un espacement de 15cm.

➤ **Conditions à respecter :**

Diamètre minimal : la fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à 6mm,

Chapitre III Etude des éléments secondaires

✓ Condition vérifiée

Espacement minimal :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{tmaxpricipale} \leq \min(3h; 30) \text{ cm} \\ S_{tmaxr"partition} \leq \min(4h; 45) \text{ cm} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} S_{tmaxpricipale} = 15 \text{ cm} \leq \min(3h; 30) \text{ cm} \\ S_{tmaxr"partition} = 15 \text{ cm} \leq \min(4h; 45) \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ Condition vérifiée

III.1.7.3 Ferrailage transversal:

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right); \bar{\tau}_u = \text{Min} (3; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = 0,158 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,158 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

✓ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.7.4 Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{1}{16} \text{ Condition vérifié}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_a}{M_t} \Rightarrow \frac{15}{120} \geq \frac{1}{20} = 0,05 \text{ Condition vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 25} \leq \frac{4,2}{400} \text{ Condition vérifié}$$

✓ Les trois conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche est donc inutile.

III.1.8 Schéma de ferrailage du balcon :

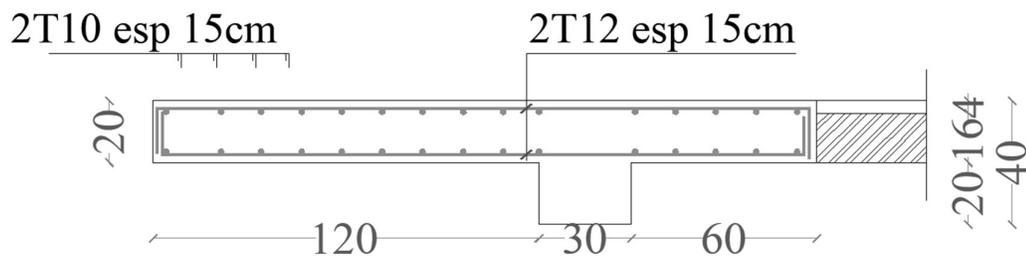


Figure III-2: Schéma de ferrailage de balcon

III.2 Etude de l'escalier:

III.2.1 Définition:

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

III.2.2 Terminologies:

L'emmarchement : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.

La contremarche: Désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches. T

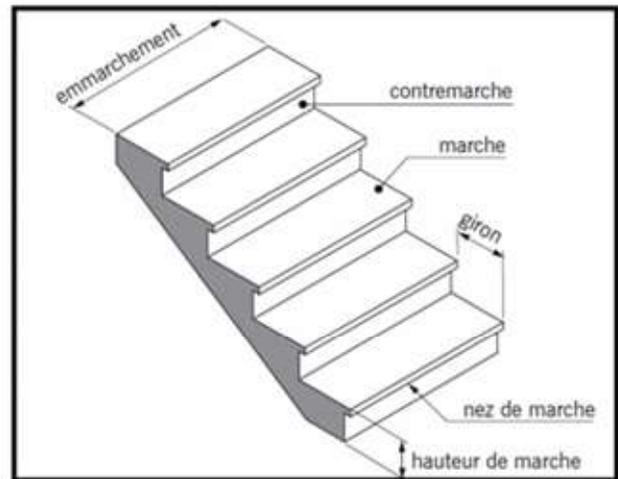


Figure III-3 : Terminologie d'escaliers 1

La hauteur de marche: distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.

Le giron: Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.

La marche : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.

La volée : ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.

La ligne de foulée : ligne fictive figurant la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier.

Le jour d'escalier ou lunette : espace central autour duquel l'escalier se développe.

L'échappée : hauteur libre de passage mesurée à l'aplomb des marches.

Le palier : plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une Volée. On distingue plusieurs types de paliers :

Chapitre III Etude des éléments secondaires

- Le palier d'arrivée ou palier d'étage appelé aussi parfois palier de communication : palier situé dans le prolongement d'un plancher d'étage.
- Le palier intermédiaire ou palier de repos : palier inséré entre deux volées et situé entre deux étages. Ce type de palier est rendu nécessaire quand le nombre de marches est trop.

La cage d'escalier : espace limité par des planchers, des murs et/ou des cloisons à l'intérieur duquel est placé l'escalier.

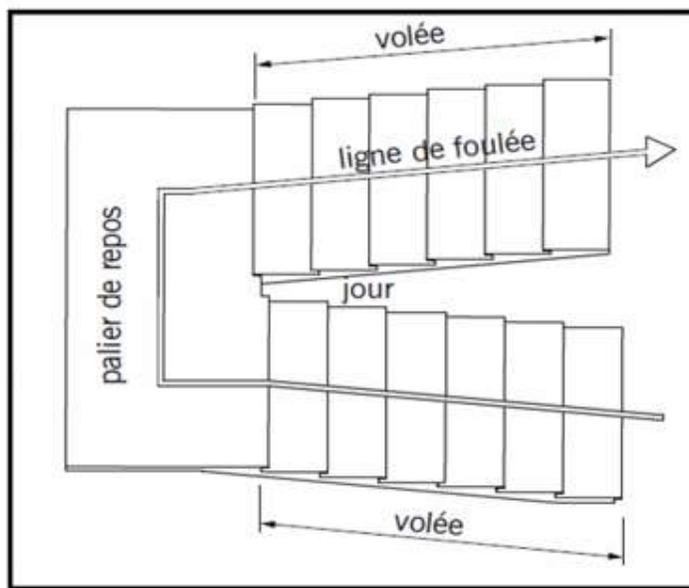


Figure III-4: Terminologie d'escalier

Types d'escaliers :

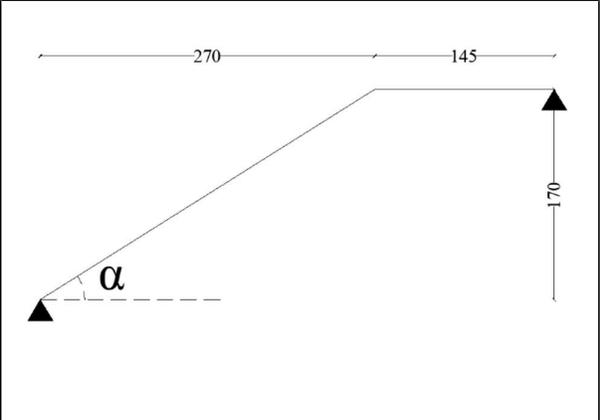
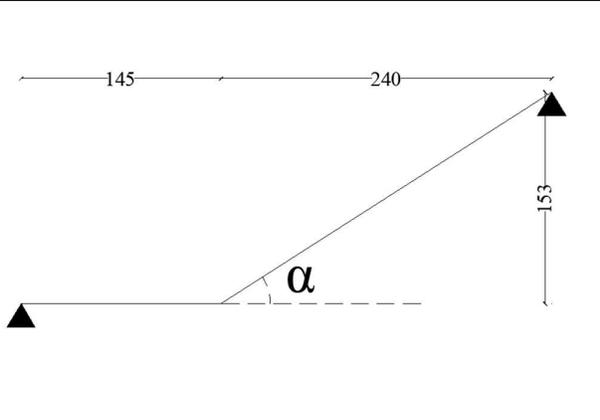
On a plusieurs types d'escalier dans notre bâtiment :

- **Sous-sol** : escalier a une seule volée, deux volée, trois volées.
- **Rez de chaussée** : escalier à trois volées et à deux paliers intermédiaires.
- **Etage courants** : escalier à deux volées et un palier intermédiaire.

Dans notre projet on a choisi d'étudier escalier étage courant

Chapitre III Etude des éléments secondaires

III.2.3 Prédimensionnement d'escalier:

Première volée	Deuxième volée
	
Figure III-5 : schéma en élévation 1 ^{ère} volée	Figure III-6 : Schéma en élévation 2 ^{ème} volée

- D'après la relation de **BLONDEL** le tracé de l'escalier est correct si :

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

- **La hauteur de la contre marche :** $16 \leq h \leq 18$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$

- **Le giron :** $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$

On prend : $g = 30 \text{ cm}$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$$

- **Détermination de nombres des contremarches :**

$$h = \frac{H_p}{n} \rightarrow n = \frac{H_p}{h} = \frac{170}{0.17} = 10$$

On a : 10 contremarches.

- **Le nombre des marches :**

$$n-1 = 10-1 = 09$$

On a : 09 marches.

- ✓ Donc nous adoptons 10 contremarches de 17cm et 09 marches de 30cm.

Chapitre III Etude des éléments secondaires

- L'angle de l'inclinaison de la paillasse α :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} \rightarrow \operatorname{tg} \alpha = \frac{170}{270} = 0,63$$

$$\alpha = 32^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0.85$$

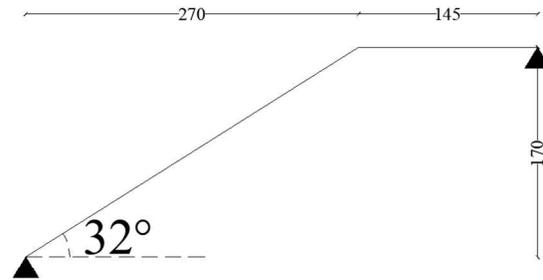


Figure III-7: Schéma explicatif de l'escalier

- Longueur de volée L :

$$L' = \frac{H'}{\cos \alpha} = \frac{270}{0.85} = 317.65 \text{ cm} = 3,18 \text{ m}$$

- Calcul de l'épaisseur de paillasse et de palier :

$$\frac{L_{\text{paillasse}}}{30} \leq e_{\text{palier}} \leq \frac{L_{\text{paillasse}}}{20}$$

$$\text{Avec : } L_{\text{paillasse}} = \sqrt{170^2 + 270^2} = 319.06 \text{ cm}$$

$$\frac{319.06}{30} \leq e_{\text{palier}} \leq \frac{319.06}{20}$$

$$10.63 \leq e_{\text{palier}} \leq 16$$

En adopte : $e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm}$

III.2.4 Détermination des charges et surcharges

III.2.4.1 Charge et surcharge paillasse

Tableau III-3: charge et surcharge de paillasse

Volée (paillasse)			
Chargement	1	Carrelage	0,50 KN/m ²
	2	Lit de sable	0,54 KN/m ²
	3	Poids propre de la volée	4,25 KN/m ²
	4	Enduit en ciment	0,36 KN/m ²
	5	Poids des marches	2,10 KN/m ²
	6	Mortier de pose	0,40 KN/m ²
Charge permanente totale			8.15 KN/m ²
Surcharge d'exploitation pour les surculation			2.50 KN/m ²

Tableau III-4: charge et surcharge de palier

Palier				
Chargement	1	Carrelage	0,50	KN/m ²
		Lit de sable	0,54	KN/m ²
	3	Poids propre de la dalle	3,75	KN/m ²
	4	Enduit en ciment	0,36	KN/m ²
	5	Mortier de pose	0,40	KN/m ²
Charge Permanente totale			5,55	KN/m ²
Surcharge d'exploitation pour les surculation			2,50	KN/m ²

III.2.5 Calcul des sollicitations:

➤ **Le palier :**

$$ELU = N_{up} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = 11.24 \text{ KN/ml}$$

$$ELS = N_{serp} = (G + Q) \times 1 = 8,05 \text{ KN/ml}$$

➤ **La volée :**

$$ELU = N_{uvol} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = 14,75 \text{ KN/ml}$$

$$ELS = N_{ser vol} = (G + Q) \times 1 = 10.65 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{q_{vu} - q_{pu}}{q_{vu}} = \frac{14.75 - 11,24}{14,75} = 0,24 > 10\% = 0,10$$

Donc le chargement est composé de la charge appliquée sur la volée et celle sur le palier.

III.2.6 Exemple de calcul : volée – palier

Représentée par le schéma suivant :

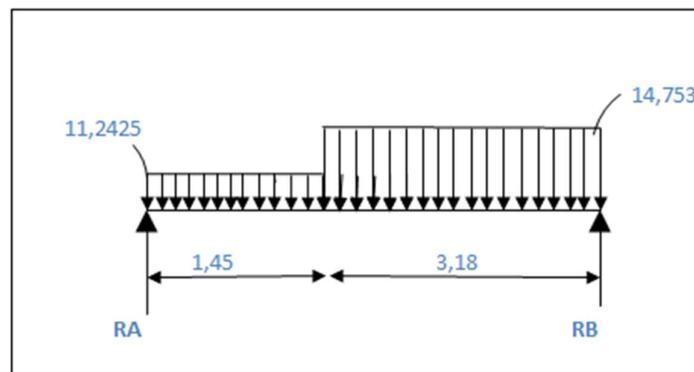


Figure III-8: Schéma statique escalier volée - palier

Chapitre III Etude des éléments secondaires

III.2.6.1 Détermination des réactions:

Représentée par le schéma statique suivant :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B - N_{\text{vol}} \times 3,18 - N_{\text{up}} \times 1,45 = 0$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow N_{\text{up}} \times \frac{1,45^2}{2} + N_{\text{vol}} \times 3,18 \left(\frac{3,18}{2} + 1,45 \right) - R_B \times 4,90 = 0$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} R_A = 31,51 \text{ KN} \\ R_B = 40,84 \text{ KN} \end{cases}$$

III.2.6.2 Les moments fléchissant et L'effort tranchant :

- $0 \leq x \leq 1,45 \text{ m}$ de A à B

$$M(x) = R_A x - N_{\text{up}} \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,45) = 34,30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - N_{\text{up}} x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 31,81 \text{ KN.m} \\ T(1,45) = 15,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 3,18 \text{ m}$ de B à A

$$M(x) = -R_B x + \frac{(N_{\text{vol}} x)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3,18) = 34,30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_B - N_{\text{vol}}(x) \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -35,39 \text{ KN.m} \\ T(3,18) = 15,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments fléchissant maximaux : le point du moment maximal coïncide avec le point d'effort tranchant nul.

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,22 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = M(2,22) = R_A \times 2,22 - N_{\text{up}} \frac{2,22^2}{2} = 36,35 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 35,32 \text{ KN.}$$

III.2.6.3 Les moments maximaux en travée et en appuis :

ELU

$$M_{\text{travée}} = 0,75 M_{\text{max}} = 0,75 \times 36,35 = 27,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,5 M_{\text{max}} = -0,5 \times 36,35 = -18,17 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_{\text{travée}} = 0,75 M_{\text{max}} = 0,75 \times 30,78 = 23,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,5 M_{\text{max}} = -0,5 \times 30,78 = -15,39 \text{ KN.m}$$

III.2.6.4 Calcul de Ferrailage:

III.2.6.4.1 Calcul armature longitudinale

- En travée :

$$M_t = 27.26 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0,3$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{27.26 \times 10^{-3}}{17 \times 1 \times 0,13^2} = 0,113$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,3 \rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,13 (1 - 0,6 \times 0,113) = 0,121 \text{ m}$$

$$A = \left[\frac{M_t}{Z_b \times \sigma_s} \right] = \left[\frac{27.26 \times 10^{-3}}{0,121 \times 348} \right] \times 10^4 = 6,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b_0 \times d}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 2,4 \times 13 \times 100}{400} = 1,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A = \max (A_{\min}, A_{\text{calcul}}) \text{ donc : } A = 6,47 \text{ cm}^2$$

Choix de barre : 7 HA 12 ($A = 7,92 \text{ cm}^2$).

- En appuis :

$$M_a = 18.175 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0,3$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{18,175 \times 10^{-3}}{17 \times 1 \times 0,13^2} = 0,075$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,3 \text{ pas d'armatures comprimées}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,13 (1 - 0,6 \times 0,075) = 0,124 \text{ m}$$

Chapitre III Etude des éléments secondaires

$$A = \left[\frac{M_t}{Z_b \times \sigma_s} \right] = \left[\frac{18,175 \times 10^{-3}}{0,124 \times 348} \right] \times 10^4 = 4,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b_0 \times d}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 2,4 \times 13 \times 100}{400} = 1,79 \text{ cm}^2$$

On a : $A = \max (A_{\min}, A_{\text{calcul}})$ donc $A = 4,21 \text{ cm}^2$

Choix de barre : 7T12 ($A = 7,92 \text{ cm}^2$).

III.2.6.4.2 Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.15}{4} = 1,538 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Choix des barres : 6T10 = 4.71 cm².

Espacement :

$$e_{\max} = \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

III.2.6.4.3 Vérification des contraintes :

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$, $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 15 \eta \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\begin{cases} I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A_s (d - y)^2 \\ y = \frac{-b \pm \sqrt{\Delta}}{2.a} \end{cases}$$

Tableau III-5:Tableau de vérification à l'ELS

	Y(cm)	I (cm ⁴)	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
Appuis	4.26	12352.66	15.39	7.92	5.307	Condition vérifiée	217.2	Condition vérifiée
Travée	4.84	15701.8	23.08	7.92	7.114	Condition vérifiée	308.97	Condition vérifiée

III.2.6.4.4 Vérification d'effort tranchant :

$$T_{\max} = 35,39\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{35,39 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,27 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.2 \times 30}{1.5} = 4 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 4\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,27 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ Mpa} \quad \text{condition verifiée}$$

III.2.7 Schéma de ferrailage :

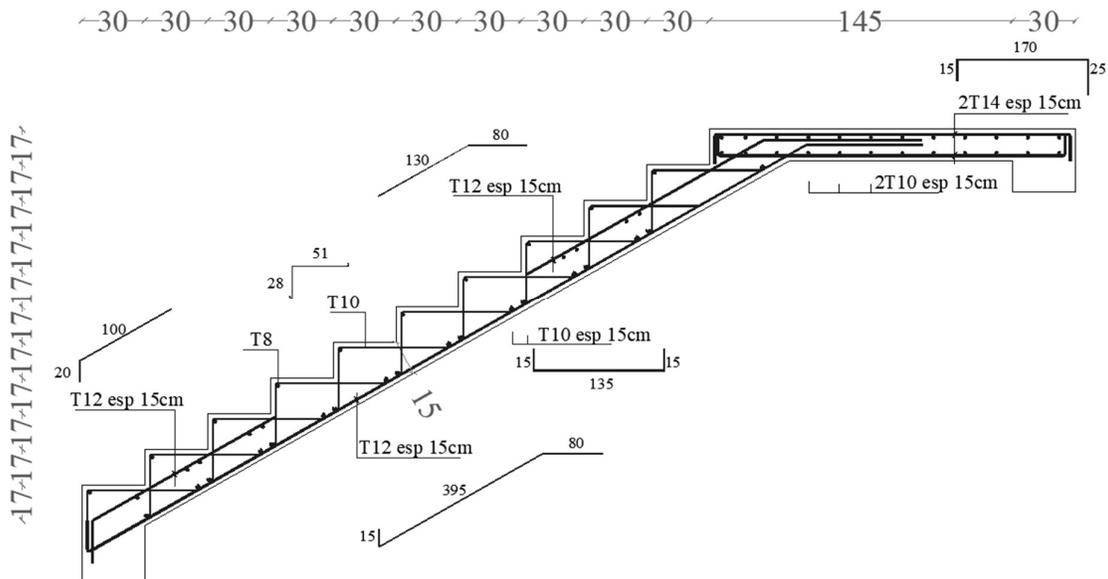


Figure III-9: schéma de ferrailage palier-volé-palier

III.3 Etude de l'ascenseur :

III.3.1 Définition:

Un ascenseur est un dispositif assurant le déplacement en hauteur d'une charge. Souvent ils sont des appareils destinés au transport vertical de personnes dans les bâtiments à niveaux multiples. Un ascenseur se compose d'une cabine qui se meut dans une cage, la cabine est suspendue à un ou plusieurs câbles et contre balancée par un contrepoids.

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie
- La cabine ou la benne
- Le contre poids

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes. D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 Kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

III.3.2 Dimensionnement selon (NFP82-22):

- Largeur : 1.4m
- Longueur : 2.4 m
- Hauteur : 2,2 m
- La largeur de passage libre : 0,9 m
- La hauteur de passage libre : 2, 00 m
- Vitesse : 1.6 m/s
- L'épaisseur de la dalle qui support l'ascenseur : $h_0 = 25$ cm
- Le poids mort totale est : $P_m \sum M_i = 2342,5$ Kg
- Le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 2342,5 + \frac{675}{2} = 2680$ Kg
-

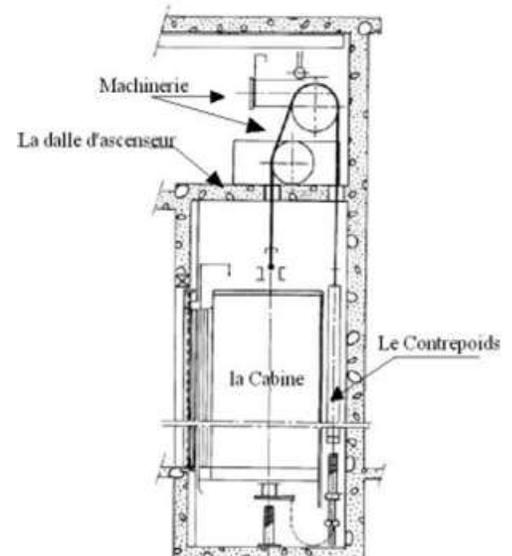


Figure III-10: schéma d'ascenseur

III.3.3 Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP82-202), la valeur minimale de coefficient de la sécurité C'est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$ (D : diamètre de la poulie, d : diamètre du câble) est d'au-moins 40 qu'elle que soit le nombre des tirons.

Chapitre III Etude des éléments secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{D}{d} \\ D = 550\text{mm} \end{array} \right. \rightarrow d = \frac{D}{45} = 12,22\text{mm}$$

On a : $C_r = C_s \times M \dots \dots \dots (1)$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} C_s: \text{Coefficient de sécurité du câble} \\ C_r: \text{Quotient de la charge de rupture nominale de la nappe du câbl} \\ M: \text{Charge statique nominale porté de la nappe} \end{array} \right.$

$M = Q + P_m + M_g \dots \dots \dots (2)$

M_g : poids du câble

$$M_g < Q + P_m \rightarrow M = Q + P_m$$

Donc :

$$C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 2342.5) = 36210 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage est de 0.85

$$C_r = \frac{36210}{0,85} = 42600\text{kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est:

$$C_r = C_r \times (1 \text{ cable}) \times m$$

$\times \text{ avec: } \left\{ \begin{array}{l} m : \text{type de moulage (2brins, 3brins, ...)} \\ n: \text{nombre des câbles Pour un câble de } d = 12,22 \text{ mm et } m = 3 \end{array} \right.$

On a : $C_r \times (1 \text{ cable}) = 8152\text{kg}$

Chapitre III Etude des éléments secondaires

$$n = \frac{C_r}{C_r(1\text{cable}) \times m} = \frac{42600}{8152 \times 3} = 1,74 \rightarrow \text{soit } n = 2 \text{ Câbles}$$

Le nombre des câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

Le poids des câbles (M_g):

$$M_g = m \times n \times L = 0,512 \times 2 \times 67.80 = 69.43\text{kg}$$

$$(2) \rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 2342,5 + 69,43 = 3086,93\text{kg}$$

$$\begin{cases} m : \text{ la masse linéaire du câble } m = 0,512\text{Kg/m} \\ L: \text{ longueur du câble } = 33.35\text{m} \\ n: \text{ nombre des câbles } = 2 \end{cases}$$

III.3.3.1 Verification de C_r :

$$c_r = c_r \times (1\text{cable}) \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0,85 = 41575,2 \text{ kg}$$

$$c_r = c_s \times M \rightarrow c_s = \frac{c_r}{M} = \frac{41575,2}{3086,93} = 13,46 > 12 \quad \text{condition vérifiée}$$

III.3.3.2 Calcul de la charge permanente total G et la surcharge Q :

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil +le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200\text{kg}$

La charge permanente totale : $G = 2342,5 + 2680 + 1200 + 69,43 = 6291,93 \text{ kg}$

La surcharge : $Q = 675 \text{ kg}$

III.3.3.3 Combinaison des charges :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9506,61 \text{ kg}$$

III.4 Etude de la dalle Machine :

III.4.1 Définition:

La dalle machine est réalisée en dalle pleine qui reprend un chargement important par rapport à celui des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine

III.4.2 Prédimensionnement de la dalle ascenseur :

La dalle machine est appuyée sur quatre appuis, elle est pré dimensionnée selon le CBA93 et les conditions de ENASC.

- D'après le CBA93 pour que la dalle puisse avoir une bonne résistance à la flexion, l'épaisseur de la dalle doit être :

Selon les conditions de ENASC l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25\text{cm}$. On a choisi de prendre $e = 25 \text{ cm}$, pour la conception de la dalle d'ascenseur.

III.4.3 Détermination des sollicitations:

- Charges et surcharges :

- Charge permanente :

$$G_1 : \text{Poids supporté par la dalle machine} = 50 \text{ KN/m}^2$$

$$G_1. \text{Poids propre de la dalle} = 0.25 \times 25 = 6.25 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{\text{totale}} = 56.25 \text{ KN/m}^2$$

- Surcharges d'exploitation :

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2.$$

$$P = P_m + G_{\text{totale}} + Q = 23.42 + 56.25 + 6.75 = 86.42 \text{ KN}$$

Cas d'une charge répartie :

- Combinaisons de charges :

- A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 81.94 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des moments :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.40}{2.40} = 0.60 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0822 \\ \mu_y = 0.2948 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x: } M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_{0x} = 0.0822 \times 81.94 \times 1.40 = 9.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y: } M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \rightarrow M_{0y} = 0.2948 \times 9.43 = 6.32 \text{ KN.m}$$

Appuis :

$$M_{ax} = -0.5M_{0x} = -4.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5M_{0y} = -3.16 \text{ KN.m}$$

Travée:

$$M_{Tx} = 0.75M_{0x} = 7.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ty} = 0.75M_{0y} = 4.74 \text{ KN.m}$$

ELS:

- Calculs des combinaisons des charges :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 60.25 \text{ KN/m}^2$$

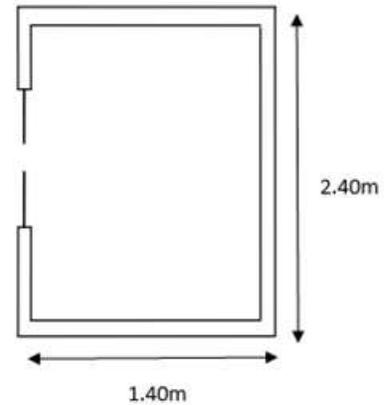


Figure III-11: cage d'escalier

Chapitre III Etude des éléments secondaires

- **Calcul de moment :**

$$\rho = 0.6 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0870 \\ \mu_y = 0.4672 \end{cases} \quad (\nu=0.2)$$

$$M_{ox} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0870 \times 9.83 \times 1,40^2 = 1.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0.4672 \times 1.70 = 0,78 \text{ KN.m}$$

Appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{ox} = -0.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{oy} = -0,395 \text{ KN.m}$$

Travée:

$$M_{Tx} = 0.75 M_{ox} = 1.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ty} = 0.75 M_{oy} = 0.60 \text{ KN.m}$$

III.4.4 Ferrailage:

Le Ferrailage sera calculé à l'État limite ultime A ELU Pour $b = 1 \text{ ml}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1 \times 1.5} = 17 \text{ MPa}$$

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

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

$$A_{Ty} = \frac{M_{Tx}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Vérification de condition non fragilité :

$$A_{ymin} = 0.0008 \times h \times d$$

$$A_{xmin} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{4}$$

Les résultants sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-6: récapitulatif des résultats de ferrailage

		M	μ_u	α	β	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	choix
Travée	Sense x	9.71	0.028	0.036	0.985	2.61	2.11	4T10
	Sense Y	4,78	0.021	0.027	0.989	1.94	2.00	4T10
Appuis	Sense x	-4,71	0.019	0.024	0.990	1.73	2.11	4T10
	Sense Y	-9,79	0.019	0.024	0.990	1.73	2.00	4T10

III.4.5 Les vérifications de l'effort tranchant :

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd}$$

Chapitre III Etude des éléments secondaires

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.7 \frac{30}{1.5}, 5 \text{ MPa}) ; \quad \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{((2 \times L_y) + L_x)} = 20.56 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{15.67 \times 3.30}{3} = 17.24 \text{ KN}$$

$$T_{MAX} = \max(T_x; T_y) = 20.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225} = 0.093 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifié}$$

III.4.6 Détermination des armatures transversales:

✓ Calcul des diamètres minimal des armatures :

$$\phi_t \leq \min(\phi_l ; \frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10})$$

$$\phi_t \leq \min(10 ; \frac{250}{35} ; \frac{100}{10})$$

$$\text{En prend : } \phi_t = 6 \text{ cm}^2$$

Calcul l'espace des armatures : (BAEL 91)

$$S_{tx} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_{tx} = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifié}$$

$$S_{ty} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$$

$$S_{ty} = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \text{ Condition vérifié}$$

✓ Verification des contraintes :

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Sens x-x :

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}; y = 3,673 \text{ cm}; I = 11319.623 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2,298 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens y-y :

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 17 \text{ cm}; y = 3,558 \text{ cm}; I = 10011.775 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1,99 \text{ MPa} \leq 15 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

Chapitre III Etude des éléments secondaires

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y

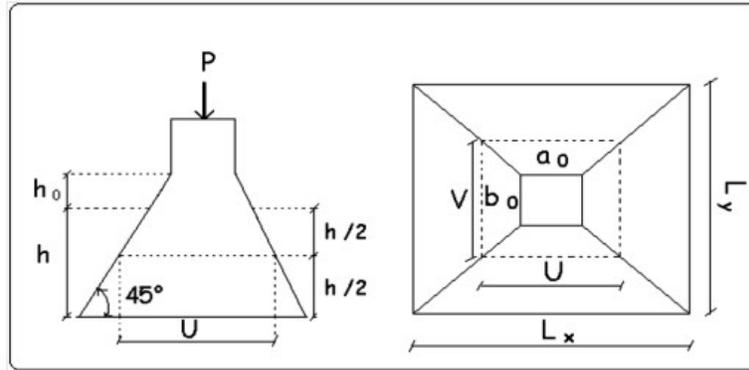


Figure III-12: Schéma de la dalle d'ascenseur et sa surface d'impact

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} u = 110 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 40\text{cm} \\ v = 110 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 40\text{cm} \end{cases}; \quad \text{BAEL91}$$

$$\text{avec } V = 1.6\text{m/s} \rightarrow \begin{cases} a_0 = 110 \\ b_0 = 110 \end{cases}; \quad h_1 = 5 \rightarrow \xi = 1;$$

III.4.6.1 Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v + M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + v + M_1) \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} v = 0 \text{ ELU} \\ v = 0,2 \text{ ELS} \end{cases}$$

$$\rho = 0,60 \rightarrow \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0,77 \\ \frac{u}{l_y} = 0,66 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,077 \\ M_2 = 0,062 \end{cases}; \quad \text{abaque PIGEAU}$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} P_u = 1,35 \times p \\ M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 7.027\text{KN} \\ M_{y1} = 5.56\text{KN} \end{cases}$$

Chapitre III Etude des éléments secondaires

Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 1.56 \text{KN} \\ M_{y2} = 1.1 \text{KN} \end{cases}$$

μ_x et μ_y Sont donnés par l'annexe 4

Superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont: $\begin{cases} M_x = M_{y1} + M_{x2} = 8.587 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{x2} = 6.66 \text{KN.m} \end{cases}$

Moments appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 2.57 \text{KN.m}$$

Moment travée:

$$M_{Tx} = 0.75M_x = 6.44 \text{KN.m}$$

$$M_{Ty} = 0.75M_y = 4.99 \text{KN.m}$$

III.4.7 Ferrailage:

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Figure III-13: Récapitulation des résultats de ferrailage

		M	μ_U	α	β	$A_s (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	choix
Travée	Sense x	6,44	0.028	0.036	0.985	2.61	2.11	4T10
	Sense Y	4,99	0.021	0.027	0.989	1.94	2.00	4T10
Appuis	Sense x	2,57	0.019	0.024	0.990	1.73	2.11	4T10
	Sense Y	2,57	0.019	0.024	0.990	1.73	2.00	4T10

III.4.8 Vérification au poinçonnement:

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = ; \text{BAEL91}$$

Avec : $\begin{cases} U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (140 + 140) = 560 \text{cm} \\ Q_u = 97.6 \text{KN}; \gamma_b = 1.5 \end{cases} \rightarrow Q_u \leq 840 \text{KN}$

III.4.9 Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05f_{c28} = 1.50 \text{MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \rightarrow \begin{cases} \text{au milieu de } u: \frac{q_u}{2u + v} = \frac{97.6}{3 \times 1.4} = 23.24 \text{KN} \\ \text{au milieu de } v: \frac{q_u}{2v + u} = \frac{97.6}{3 \times 1.4} = 23.24 \text{KN} \end{cases}$$

$$\tau = \frac{V_u}{bd} = \frac{23.24 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.129 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} \text{ Condition vérifié}$$

III.4.10 Détermination des armatures transversales:

❖ Calcul des diamètres minimal des armatures :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l ; \frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(10 ; \frac{250}{35} ; \frac{100}{10} \right)$$

En prend : $\phi_t = 6 \text{ cm}^2$

❖ Calcul de l'espacement des armatures : (BAEL 91)

$$S_{tx} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_{tx} = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifié}$$

$$S_{ty} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$$

$$S_{ty} = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifié}$$

❖ Vérification des conditions de la flèche :

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$0.048 \geq 0.028 \text{ à } 0.037 \quad \text{Condition vérifié}$$

$$2. \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$0.048 \geq 0.025 \quad \text{Condition vérifié}$$

$$3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$1.116 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \quad \text{Condition vérifié}$$

III.4.11 Schéma de ferrailage :

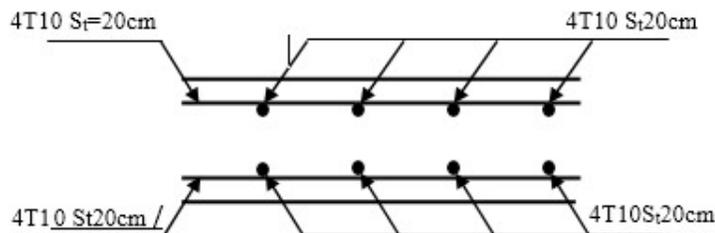


Figure III-14: Vue en coupe du ferrailage de la dalle d'ascenseur

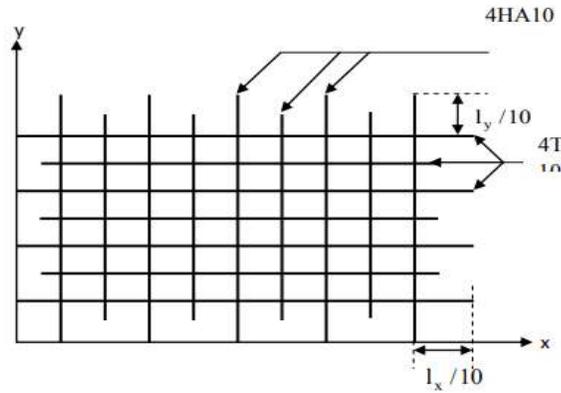


Figure III-15 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

III.5 Etude de l'acrotère :

III.5.1 Définition:

L'acrotère est un élément en béton armé de 10cm d'épaisseur et d'une hauteur variable, c'est un système isostatique, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur. Le calcul se fera pour l'acrotère le plus sollicité, autrement dit celui ayant une hauteur égale 1m. Pour les autres on adoptera le même ferrailage.

III.6 Calcul de l'acrotère :

III.6.1.1 Dimensionnement:

Epaisseur: 10cm ; hauteur : 60cm

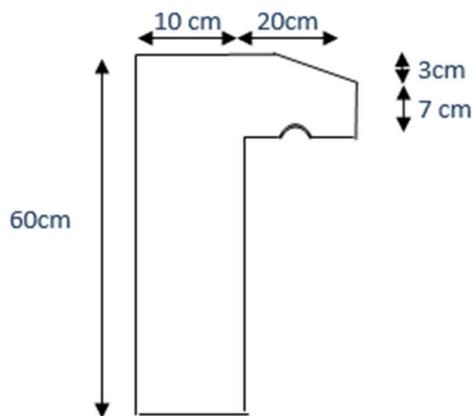


Figure III-17: Coupe verticale sur l'acrotère

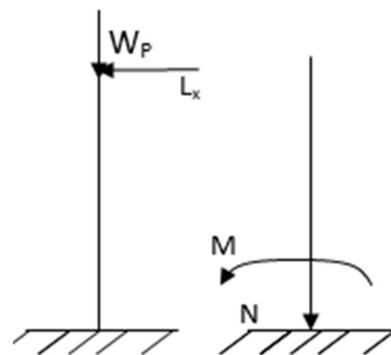


Figure III-16: Schéma statique de l'acrotère

Chapitre III Etude des éléments secondaires

III.6.1.2 La charge permanente et surcharge :

$$S = [(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03)/2] = 0.0675 \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$G = S \times \gamma_b = 0.0675 \times 25 = 1.675 \text{ KN/m}^2$$

Les surcharges sont estimées de $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

III.6.1.3 Calcul de la force horizontale:

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 = 0,80 \text{ KN /ml}$$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} A: \text{coefficient d'accélération de la zone} \\ W_p: \text{poids de l'acrotaire} \\ C_p: \text{facteur de la force horizontal (} C_p = 0,8 \text{ KN)} \end{array} \right.$

III.6.1.4 Calcul des sollicitations:

Calcul à E.L.U :

$$M_u = 1,5F_p \times h = 1,5 \times 0,80 \times 0,60 = 0,72 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_u = 1,35 \times W_p = 2,26 \text{ KN/ml}$$

Calcul à E.L.S :

$$M_{ser} = F_p \times h = 0,80 \times 0,60 = 0,48 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = W_p = 1,675 \text{ KN/ml}$$

Calcul de l'excentricité :

-Excentricité de premier ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,72}{2,26} = 0,318 \text{ m}$$

-Excentricité additionnelle:

$$e_2 = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right)$$

$$e_2 = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

-Excentricité due aux effets de second ordre lie à déformation de la structure :

$$e_3 = \frac{3 L_f}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset)$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement

$$L_f = 2 \times h = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

Chapitre III Etude des éléments secondaires

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{ser}}\right) = 0$$

$$e_3 = \frac{3 \times 1,2}{10^4 \times 0,1} (2 + 0) = 0,0072 \text{ m}$$

$$E = e_1 + e_2 + e_3 = 0,3452 \text{ m}$$

III.6.1.5 Comparaison de l'excentricité:

L'enrobage: $C = C' = 2 \text{ cm}$

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

$$E = 34,52 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

La section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple en considérant un moment fictif.

III.6.1.6 Calcul du moment fictif:

$$M_F = N_u \left(e + \frac{h'}{2} - c\right)$$

$$M_F = 2.26 \left(0.3452 + \frac{0.1}{2} - 0.02\right)$$

$$M_F = 0.8479 \text{ KN.m}$$

III.6.1.7 Calcul ferrailage :

III.6.1.7.1 Armature longitudinale

$$M_f = 0.8479 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.8479 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.1)^2 \times 14,17} = 0,00738 < 0,392$$

$$\alpha = 0,0092$$

$$\beta = 0,997$$

$$A_s = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_s = \left(\frac{0.8479 \times 10^{-3}}{0,997 \times (0.9 \times 10) \times \frac{400}{1.15}}\right) 10^{-4} = 0.28 \text{ m}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times (0.9 \times 10) \frac{(0.6 + 0.06 \times 30)}{400} = 1.08675 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min \max} = 0.2\% B_{BA} = \frac{0,2}{100} (10 \times 100) = 2 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : $A_s = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

III.6.1.7.2 Armature de répartition :

$$A_r = \frac{1}{4} A_s = \frac{1}{4} 2.01 = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 4 \text{ HA } 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

III.6.1.8 Vérification d'effort tranchant:

$$T_{\max} = 1.5 F_p$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{1.20 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 1,33 \times 10^{-2} \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

III.6.1.9 Vérification au séisme:

$$F_p \leq 1.5 Q$$

$$1.5 Q = 1.5 \text{ KN/m} > F_p = 0.80$$

$F_p = 0,80 < 1,5$ condition vérifiée

III.6.2 Schéma de ferrailage:

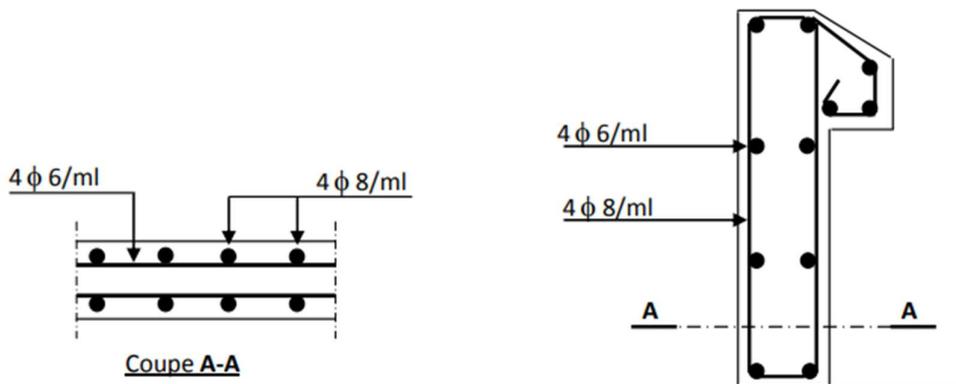


Figure III-18: Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

Etude d'un bâtiment

R+8 Avec sous-sol

Chapitre IV :
Etude des planchers

Chapitre IV Etude des planchers

IV. Etude des planchers :

IV.1 Introduction

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ Transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé:

- ✓ Plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et/ou plancher dalle.

Dans notre projet, nous avons choisi d'utiliser des dalles pleines pour le sous-sol et des dalles à corps creux pour les étages

IV.2 Plancher à corps creux :

IV.2.1 Définition :

Les planchers à corps creux sont constitués de corps creux (ou "entrevous"), de poutrelles en béton armé ou précontraint, et d'une dalle de compression armée (ou "hourdis"). Pour garantir la solidité de l'ensemble, il est important d'entourer le plancher par un chaînage horizontal.

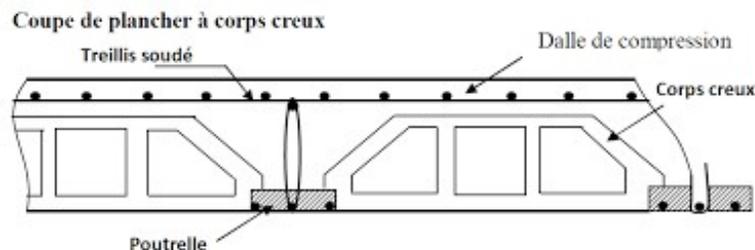


Figure IV-1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux

IV.2.2 Etude de poutrelles:

Les poutrelles assurent la stabilité du plancher en supportant sa charge et en la transférant à la structure porteuse.

Chapitre IV Etude des planchers

IV.2.3 Méthode de calcul :

Les méthodes de calcul simplifiées permettent d'évaluer la résistance des planchers en fonction du rapport entre la charge d'exploitation et les charges permanentes, avec des conditions supplémentaires limitant leur application. Pour les planchers à charge d'exploitation modérée, la méthode forfaitaire selon les règles

BAEL 91 r 99/B.6.2,21 est utilisée. Pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée, la méthode d'Albert Caquot selon les règles BAEL 91 modifié 99/B.6.2,22 est préconisée

IV.2.3.1 Les charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Evaluées pour les planchers, on obtient les résultats suivants :

- **Plancher terrasse :**

Charges permanentes de 3,978KN/ml

Surcharge d'exploitation de 0,60 KN/ml.

- **Plancher étage courant :**

Charges permanentes de 3,26 KN/ml

Surcharge d'exploitation de 0,90 KN/ml.

IV.2.3.2 Combinaison Des Charges, on obtient les résultats suivants :

- **Plancher terrasse :**

ELU : $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,27\text{KN/ml}$.

ELS : $Q_{ser} = G + Q = 4,58\text{ KN/ml}$.

- **Plancher étage courant :**

ELU : $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,75\text{ KN/ml}$

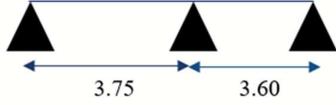
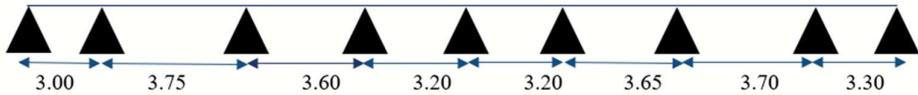
ELS : $Q_{ser} = G + Q = 4,16\text{ KN/ml}$.

Il est à noter que les poutrelles du plancher terrasse sont plus sollicitées que celles de l'étage courant.

Différents types de poutrelles sont identifiés en fonction de leurs schémas statiques, notamment :

Chapitre IV Etude des planchers

Tableau IV-1: présente les différents types de poutrelle

Type	Schémastatique
Type 01	
Type 02	
Type 03	
Type 04	

IV.2.3.3 Choix de la méthode de calcul :

Type1 :(la poutrelle la plus sollicitée)

Vérification préalable des conditions de la méthode forfaitaire : [CBA93B.6.2.2.1.0]

Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées → Condition vérifiée.

La fissuration est considérée comme non préjudiciable → Condition vérifiée

Le rapport de deux portés successifs est compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.75}{3.60} = 1.04 \leq 1.25 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Après avoir vérifié que les quatre conditions requises pour l'application de la méthode forfaitaire sont respectées, il est confirmé que cette méthode peut être utilisée en toute sécurité.

Chapitre IV Etude des planchers

IV.2.3.4 Principe de la méthode:

- Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_W et M_e doivent vérifier :

- $\frac{M_t + (M_e + M_W)}{2} \geq \text{Max} (1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0)$
- $M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \times \frac{M_0}{2}$ dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2}$ dans une travée de rive.

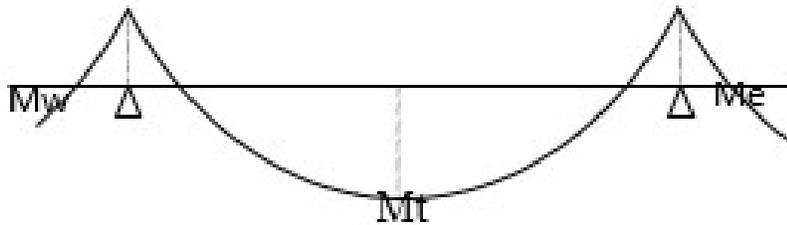


Figure IV-2: diagramme des moments

- Il est nécessaire que les moments appliqués sur les appuis intermédiaires atteignent une valeur absolue minimale de :

- $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec : M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) gauche et à droite de l'appui considéré, et $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$.

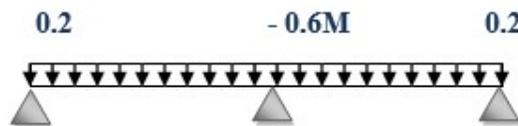


Figure IV-3: schéma statique des moments en appuis

IV.2.3.5 Calcule de Plancher (Etage terrasse) :

- Calcul des moments isostatique :

- À l'ELU :

$$M_o = \frac{q_u \times l^2}{8} \times M_o: \text{moment isostatique}$$

- Travée 1-2 : $M_{o1} = 11.92 \text{ KN.m}$

Chapitre IV Etude des planchers

- Travée 2-3 : $M_{02} = 10.98 \text{ KN.m}$

➤ À l'ELS :

$$M_o = \frac{q_{ser} \times l^2}{8}$$

- Travée 1-2 : $M_{01} = 8.04 \text{ KN.m}$

- Travée 2-3 : $M_{02} = 7.42 \text{ KN}$

Calcul des moments en appuis :

Tableau IV-2: calcul des moments en appuis

Les moments en appuis	À l'ELU	À l'ELS
$0.2M_{01}$	2,38 KN. m	1,608 KN. m
$0.6M_{01}$	7,15 KN. m	4,82 KN. m
$0.2M_{02}$	2,19 KN. m	1,48 KN. m

✓ **Calcul des moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0.131$$

➤ À l'ELU :

Travée 1-2 :

$$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_{01}}{2} = 7.53 \text{ KN.m}$$

Vérification :

$$M_t = 7.53 \text{ KN.m} \geq \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{(M_e + M_w)}{2} = 7.62 \text{ KN.m} \\ (1.05M_{01}) - \frac{(M_e + M_w)}{2} = 7.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Condition est non vérifiée donc $M_t = 7.75 \text{ KN.m}$

Travée 2-3 ;

$$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_{02}}{2} = 6.80 \text{ KN.m}$$

Vérification :

$$M_t = 6.80 \text{ KN.m} \geq \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{(M_e + M_w)}{2} = 6.74 \text{ KN.m} \\ (1.05M_{02}) - \frac{(M_e + M_w)}{2} = 6.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Condition est non vérifiée donc $M_t = 6.85 \text{ KN.m}$

Chapitre IV Etude des planchers

➤ À l'ELS :

Travée 1-2 :

$$\checkmark (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_{01}}{2} = 4.98 \text{KN.m}$$

Vérification :

$$M_t = 4.98 \text{KN.m} \geq \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{(M_e + M_w)}{2} = 5.14 \text{KN.m} \\ (1.05M_{01}) - \frac{(M_e + M_w)}{2} = 5.228 \text{KN.m} \end{cases}$$

Condition non vérifiée donc $M_t = 5.228 \text{KN.m}$

Travée 2-3 ;

$$(1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_{02}}{2} = 4.60 \text{KN.m}$$

Vérification :

$$M_t = 4.60 \text{KN.m} \geq \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{(M_e + M_w)}{2} = 4.56 \text{KN.m} \\ (1.05M_{02}) - \frac{(M_e + M_w)}{2} = 4.64 \text{KN.m} \end{cases}$$

Condition est non vérifiée donc $M_t = 4.64 \text{KN.m}$

B. Calcul des efforts tranchants:

$$T_w = \frac{p_u \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$T_e = \frac{p_u \times l}{2} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

Tableau IV-3: Efforts tranchants

Efforts Tranchants	À l'ELU	À l'ELS
T_{w1}	11.33KN	7.72KN
T_{e2}	13.87KN	- 9.44KN
T_{w2}	13.47KN	9.17KN
T_{e3}	10.72KN	-7.31KN

Chapitre IV Etude des planchers

C. Sollicitation maximales les plus défavorables :

Tableau IV-4: des sollicitations

Les sollicitations	À l'ELU:	À l'ELS :
Ma max	7.15KN.m	4.82KN.m
Mt max	7.75KN.m	5.22 KN.m
T max	13.87KN	9.44KN

Diagramme des moments et l'effort tranchant :

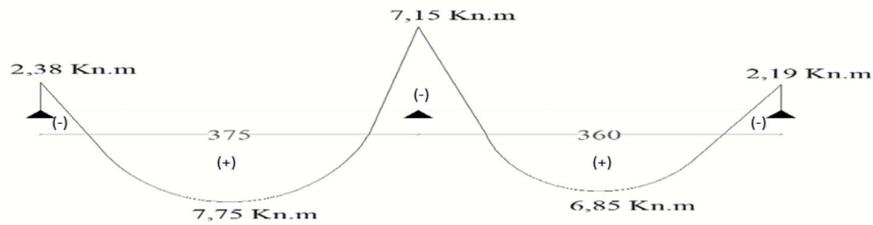


Figure IV-4: Diagramme des moments pour une poutre à deux travées À l'ELU

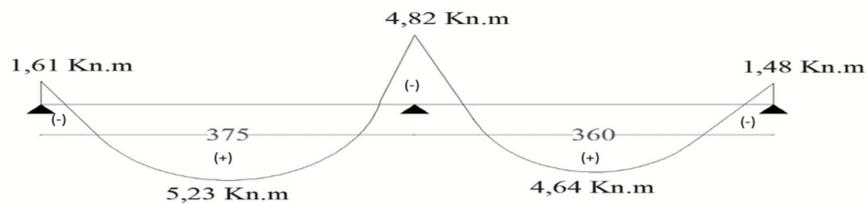


Figure IV-5: Diagramme des moments pour une poutre à deux travées À l'ELS

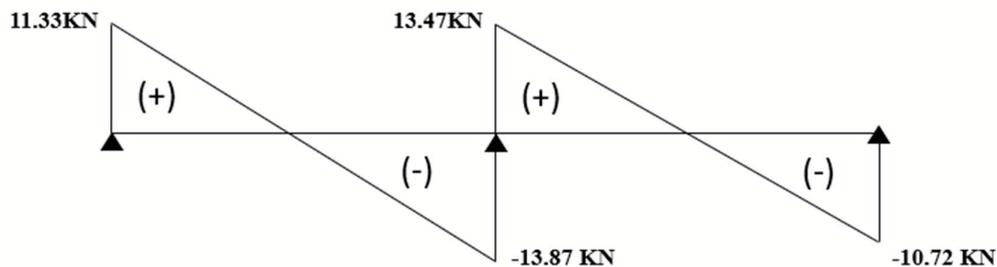


Figure IV-6: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées À l'ELU

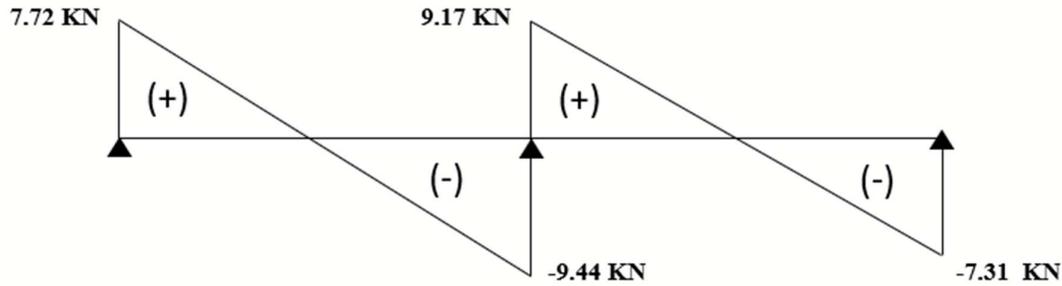


Figure IV-7: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées À l'ELS

IV.2.4 Ferrailage des poutrelles:

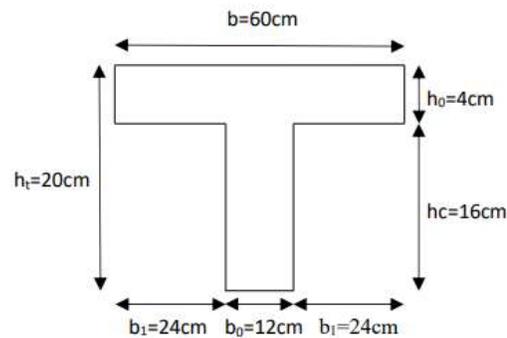


Figure IV-7: section de la poutrelle

Avec:

- H_t : hauteur totale de plancher ($h=20$ cm)
- b_0 : largeur de la nervure ($b_0=12$ cm)
- b : largeur de la table de compression ($b=60$ cm)
- h_o : Épaisseur de la table de compression ($h_o= 4$ cm)

IV.2.4.1 Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 17 \times 0.6 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 65.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 65.52 \text{ KN.m} > M_{t_{max}} = 7.75 \text{ KN.m}$$

Donc le calcul de la poutrelle est remplacé par le calcul de la section rectangulaire ($b \times h$) $\text{cm}^2 = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

Chapitre IV Etude des planchers

IV.2.4.2 Calcul d'armatures longitudinales :

A. En Travée :

$$M_{tmax} = 7.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.75 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.18^2 \times 17} \quad 0.017 \leq 0.3921 \quad \text{donc pas d'armatures comprimées} \quad A_c = 0$$

$$f_{bu} = \frac{0.8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1 \times 1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.036$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.985$$

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\sigma_s \times \beta \times d} \quad \text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \left(\frac{7.75 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.982 \times 0.18} \right) \times 10^4 = 1.284 \text{ cm}^2$$

- Calcul de condition non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 18 \frac{2.4}{400} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.284 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1.49 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 1.49 \text{ cm}^2$

$$A_s = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

B. En appuis :

Le calcul de la section se fait comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_{amax} = 7.15 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.15 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 17} = 0.129 \leq 0.391$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.174$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.930$$

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Chapitre IV Etude des planchers

$$A_s = \left(\frac{7.15 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.861 \times 0.18} \right) \times 10^4 = 1.23 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de condition non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t2}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.4}{400} = 0.290 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.23 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.290 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 1.23 \text{ cm}^2$

$$A_s = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

IV.2.4.3 Contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min (4 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{13.87 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.18} = 0.62 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

IV.2.4.4 Calcul des armatures transversales:

- **Calcul les diamètres minimal des armatures :**

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (10; 5.71; 1.2)$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ cm}^2$; $2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

- **Calcul l'espace des armatures : (BAEL 91)**

$$S_t \leq \min(0.9h; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 16 \text{ cm}$

IV.2.4.5 Vérification à l'ELS :

A. Travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Chapitre IV Etude des planchers

$$\text{Avec } \begin{cases} \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.75}{5.22} = 1.48 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.036 \end{cases}$$

$$\alpha \leq \frac{1.48 - 1}{2} + \frac{30}{100}$$

0.036 ≤ 0.54 conditions vérifiées

✓ Le calcul à l'ELS des armatures n'est pas nécessaire

B. En appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.15}{4.82} = 1.48 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.174 \end{cases}$$

0.174 ≤ 0.54 conditions vérifiées

✓ Le calcul à l'ELS des armatures n'est pas nécessaire

IV.2.4.6 Ancrage des aciers en barre :

IV.2.4.7 Condition d'équilibre:

D'après BAEL91 la condition d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite ultime :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}$$

$$\psi = 1(RL)$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = 3.24 MPa$$

IV.2.4.8 Ancrages rectilignes (BAEL a .6.1.22):

La valeur plus précise est donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.5 \times 400}{4 \times 3.24} = 46.30 \text{ cm}$$

Le rayon de courbure :

$$r = \begin{cases} 3\phi \text{ barre lisses} \\ 5.5\phi \text{ barre à haute adhérence} \end{cases}$$

$$r = 5.5 \times 1 = 5.5 \text{ cm}$$

Longueur de la partie ancrée mesurée hors-crochet est :

$$L = 0.4L_s \text{ (barre à haute adhérence de classe FeE400)}$$

$$L = 0.4 \times 46.30 = 18.52 \text{ cm}$$

$$L_1 = L - 3.5\phi = 18.52 - 3.5 \times 1 = 15.02 \text{ cm}$$

$$L_3 = 6\phi = 6 \times 1 = 6 \text{ cm}$$

Chapitre IV Etude des planchers

$$L_1 + 2.56L_3 = 17.626 + 2.56 \times 6 = 32.986 \text{ cm}$$

$$L_s - 3.92r = 46.30 - 3.92 + 5.5 = 47.88 \text{ cm}$$

$$L_1 + 2.56L_3 \geq L_s - 3.92r \quad \text{Condition vérifié}$$

IV.2.4.9 Vérification des conditions de la flèche :

✓ Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$I_0 = \frac{0.6 \times 0.2^3}{12} + 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.2}{2} - 0.02 \right)^2$$

$$I_0 = 4.216 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

✓ Les déformations de longue durée :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s \times f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.4}{(4 \times 0.0104 \times 347.82) + 2.4} = 0.77$$

✓ Pourcentage de l'armature :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.26 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.18} = 0.0104$$

✓ La flèche

$$f = \frac{M_{st} L^2}{10 E_I \times I_{fi}}$$

$$f = \frac{7.75 \times 3.75^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32164.195 \times 1.162 \times 10^{-4}} = 0.0030 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie :

$$I_f = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.4}{\left(2 + 3 \frac{12}{60} \right) \times 0.0104} = 3.883$$

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{4.216 \times 10^{-4}}{1 + 3.883 \times 0.77} = 1.162 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

✓ La flèche admissible :

$$L = 375 \text{ cm} < 500 \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{375}{500} = 0.75 \text{ cm}$$

$$f = 0.30 \text{ cm} < f_{adm} = 0.75 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

IV.2.5 Schéma de ferrailage:

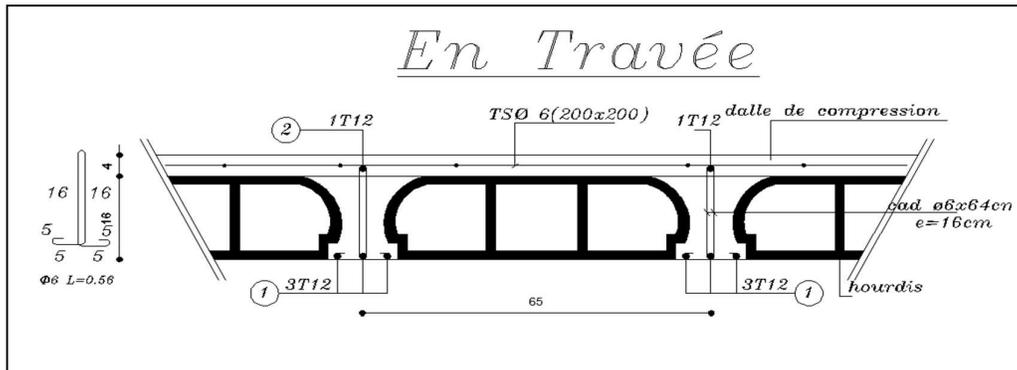


Figure IV-8: schéma de ferrailage sur travée

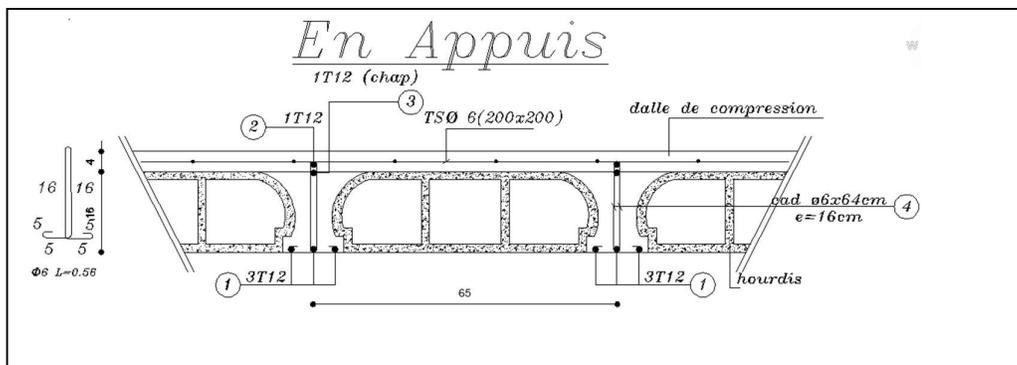


Figure IV-9: schéma de ferrailage sur appuis

IV.3 Les Planchers dalle pleines :

IV.3.1 Définition :

Une dalle pleine est donc un élément de construction plat, rigide et de faible épaisseur, qui est utilisé pour constituer le plancher d'un bâtiment ou pour couvrir une surface horizontale. Elle peut être en béton armé, en pierre, en carrelage, etc. Les charges qui sont appliquées sur une dalle pleine sont transmises perpendiculairement à sa surface, ce qui signifie que la dalle doit être conçue pour résister à ces efforts de compression.

Dans notre structure, on a deux types des dalles pleines sous forme rectangulaire :

IV.3.2 Etude de Dalle plein (sous- sol) :

IV.3.2.1 Evaluation Des Charges:

$$G=6.33\text{kN/m}^2; Q=5\text{kN/m}^2.$$

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 16.05\text{kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 11.33 \text{ kN/m}^2$$

Chapitre IV Etude des planchers

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.75}{4.40} = 0.85 \geq 0.4$$

✓ La dalle travaille dans les deux sens. Donc le calcul comme suite :

IV.3.2.2 Calcul à l'état ultime

IV.3.2.3 Calcul des moments :

a) Moment isostatique

Dans le sens x-x :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_{u \times} L_x^2 = 10.79 \text{ kn. m/ml}$$

Dans le sens y-y :

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 8.04 \text{ KN. m}$$

$$\alpha = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0478 \\ \mu_y = 0.745 \end{cases} \quad (v = 0)$$

b) Moments en Appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{ox} = -5.39 \text{ KN. mc}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{oy} = -4.02 \text{ KN. m}$$

c) Moments en Travée :

$$M_{Tx} = 0.75 M_{ox} = 8.09 \text{ KN. m}$$

$$M_{Ty} = 0.75 M_{oy} = 6.0 \text{ KN. m}$$

➤ Vérification :

Sur appuis :

$$M_{ay} = M_{ax} = 5.39 \text{ KN. m/ml}$$

Sur travée :

$$M_{Ty} \geq \frac{M_{Tx}}{4} = \frac{8.09}{4} = 2.022 \text{ kn. m/ml}$$

$$6.03 \geq 2.022 \quad \text{condition vérifiée}$$

IV.3.2.4 Calcul A l'état limite service :

➤ Calcul Des Moments :

Dans le sens x-x :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 9.17 \text{ kn. m/ml}$$

Dans le sens y-y :

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 7.14 \text{ KN. m}$$

$$\alpha = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.779 \end{cases} \quad (v = 0.2)$$

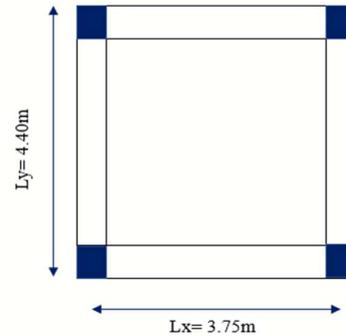


Figure IV-10: Dalle Sous-sol

Chapitre IV Etude des planchers

a) Moments en appuis :

$$M_{ax} = -0.5M_{ox} = -4.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5M_{oy} = -3.57 \text{ KN.m}$$

b) Moments en Travée :

$$M_{Tx} = 0.75M_{ox} = 6.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ty} = 0.75M_{oy} = 5.36 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification :

Sur appuis :

$$M_{ay} = M_{ax} = 4.59 \text{ KN.m/ml}$$

Sur travée :

$$M_{Ty} \geq \frac{M_{Tx}}{4} = \frac{6.87}{4} = 1.71 \text{ KN.m/ml}$$

$$5.36 \geq 1.71 \text{ condition vérifiée.}$$

IV.3.2.5 Résultats des moments :

Tableau IV-5: récapitulatif des résultats des moments

Combinaison	Sens-x		Sens-y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_a(\text{KN.m})$	5.39	4.59	5.39	4.59
$M_t(\text{KN.m})$	8.09	6.87	6.03	5.36

IV.3.2.6 Ferrailage de la dalle :

➤ Le Ferrailage sera calculé à l'État limite ultime A ELU Pour $b = 1 \text{ ml}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

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

$$A_{Ty} = \frac{M_{Tx}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

➤ Vérification de condition non fragilité :

$$A_{min} = 0.0008 \times h \times d$$

Chapitre IV Etude des planchers

➤ Résultat de ferrailage :

Tableau IV-6: récapitulatif des résultats de ferrailage

		M (KN.m)	μ_u	α	β	As (cm ²)	Amin (cm ²)	choix
Travée	Sense x	8.09	0.031	0.039	0.984	1.98	1.29	6T12=6,79
	Sense Y	6.03	0.031	0.039	0.984	1.47	1.20	6T12=6.79
Appuis	Sense x	5.39	0.398	0.685	0.725	1.31	1.29	6T10=4.71
	Sense Y	5.39	0.398	0.685	0.725	1.31	1.20	6T10=4.71

IV.3.2.7 Vérification A ELS :

➤ Sens xx :

Appuis : $M_{ax} = 4.59 \text{KN.m}$

- 1) La section est rectangulaire (flexion simple)
- 2) La classe des aciers FeE400
- 3) $\alpha = 0.03 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c2}}{100} = 2.23$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{5.39}{4.59} = 1.174 \text{ condition vérifier}$$

Travée: $M_{Tx} = 6.87 \text{KN.m}$

- 1) La section est rectangulaire (flexion simple)
- 2) La classe des aciers FeE400
- 3) $\alpha = 0.045 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 3.47$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{8.09}{6.87} = 1.177 \text{ condition vérifier}$$

➤ Sens yy :

Appuis : $M_{ay} = 4.59 \text{KN.m}$

- 1) La section est rectangulaire (flexion simple)
- 2) La classe des aciers FeE400
- 3) $\alpha = 0.23 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c2}}{100} = 2.045$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{5.39}{4.59} = 1.174 \text{ condition vérifier}$$

Travée: $M_{Ty} = 5.36 \text{KN.m}$

- 1) La section est rectangulaire (flexion simple)
- 2) La classe des aciers FeE400

Chapitre IV Etude des planchers

$$3) \alpha = 0.035 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 2.045$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{6.03}{5.36} = \text{condition vérifier}$$

IV.3.2.8 Les vérifications de l'effort tranchant :

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.7 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right); \quad \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{((2 \times L_y) + L_x)} = 21.10 \text{ KN}$$

$$T_Y = \frac{q_u \times L_x}{3} = \frac{16.05 \times 3.75}{3} = 20.06 \text{ KN}$$

$$T_{MAX} = \max(T_x; T_Y) = 21.10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{21.10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.176 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifié}$$

IV.3.2.9 Détermination des armatures transversales :

➤ **Calcul les diamètres minimal des armatures :**

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(10; \frac{150}{35}; \frac{100}{10} \right)$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 6 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul l'espacement des armatures : (BAEL 91)**

$$S_{tx} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifié}$$

$$S_{ty} \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \text{ Condition vérifié}$$

IV.3.2.10 Vérification des conditions de la flèche :

$$1. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35}$$

$$0.028 \text{ à } 0.037 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$0.048 \geq 0.025 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$3. \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$1.116 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \quad \text{Condition vérifié}$$

Chapitre IV Etude des planchers

IV.3.3 Etude de Dalle plein (cage d'escalier):

IV.3.3.1 Evaluation des Charges:

$$G=8.83\text{kN/m}^2 ; Q=2.5\text{kN/m}^2.$$

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 15.67\text{kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 11.33\text{kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.30}{6.40} = 0.52 \geq 0.4$$

La dalle travaille dans les deux sens. Donc le calcul comme suite :

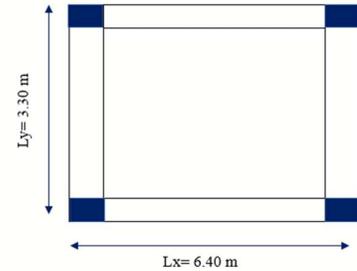


Figure IV-11: dalle cage d'escalier

IV.3.3.2 Calcul à l'état limite ultime

➤ Calcul des moments :

a) Moment isostatique :

$$\alpha = 0.52 \begin{cases} \mu_y = 0.745 \\ \mu_x = 0.0478 \end{cases} \quad (v = 0)$$

$$M_{ox} = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0478 \times 15.67 \times 3.3^2 = 8.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0.745 \times 8.16 = 6.08 \text{ KN.m}$$

b) Moment en appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{ox} = -4.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{oy} = -3.04 \text{ KN.m}$$

c) Moment en travée :

$$M_{Tx} = 0.75 M_{ox} = 6.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ty} = 0.75 M_{oy} = 4.56 \text{ KN.m}$$

IV.3.3.3 Calcul a l'état limite service

➤ Calcul de moment :

$$\alpha = 0.52 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0951 \\ \mu_y = 0.391 \end{cases} \quad (v=0.2)$$

$$M_{ox} = \mu_x q_s L_x^2 = 0.0951 \times 11.33 \times 3.30^2 = 11.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0.391 \times 11.73 = 4.60 \text{ KN.m}$$

a. Moment en appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{ox} = -5.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{oy} = -2.29 \text{ KN.m}$$

Chapitre IV Etude des planchers

b. Moment entravée :

$$M_{Tx} = 0.75M_{ox} = 3.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ty} = 0.75M_{oy} = 8.79 \text{ KN.m}$$

IV.3.3.4 Résultats :

Tableau IV-7: récapitulatif des moments (étage courant)

Combinaison	Sensx-x		Sensy-y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_i(\text{KN.m})$	4.08	5.87	4.08	2.29
$M_t(\text{KN.m})$	6.12	3.45	4.56	8.79

IV.3.3.5 Ferrailage de la dalle :

Le Ferrailage sera calculé à l'État limite ultime A ELU Pour $b = 1 \text{ ml}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 17 \text{ MPa}$$

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

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

$$A_{Ty} = \frac{M_{Tx}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

➤ Vérification de condition non fragilité :

$$A_{min} = 0.0008 \times h \times d$$

➤ Résultat de ferrailage (étage courant) :

Tableau IV-8: récapitulatif des résultats de ferrailage (étage courant)

		M	μ	α	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix
Travée	Sense x	6.12	0.0196	0.025	0.990	0.80	2.48	6T12=6,79
	Sense y	4.56	0.0014	0.017	0.993	0.60	2.00	6T12=6,79
Appui	Sense x	4.08	0.0013	0.016	0.994	0.53	2.48	6T10=4.71
	Sense y	4.08	0.0013	0.016	0.994	0.53	2.00	6T10=4.71

IV.3.3.6 Vérification à ELS :

Sens x-x :

Appuis :

- La section est rectangulaire (flexion simple)

Chapitre IV Etude des planchers

- La classe des aciers FeE400
- $\alpha = 0.016 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.097$
- $\gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{4.08}{5.87} = 0.69$

Travée:

- La section est rectangulaire (flexion simple)
- La classe des aciers FeE400
- $\alpha = 0.025 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c2}}{100} = 0.136$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{6.12}{3.45} = 1.77$$

Sens y-y :

Appuis :

- La section est rectangulaire (flexion simple)
- La classe des aciers FeE400
- $\alpha = 0.016 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.64$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{4.09}{2.29} = 1.78$$

Travée :

- La section est rectangulaire (flexion simple)
- La classe des aciers FeE400
- $\alpha = 0.017 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.019$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{4.56}{8.79} = 0.518$$

IV.3.3.7 Les vérifications de l'effort tranchant :

➤ Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = \min(1.40, 5MPa) = 1.40MPa$$

Chapitre IV Etude des planchers

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{((2 \times L_y) + L_x)} = 20,56 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = \frac{15.67 \times 3.303}{3} = 17,24 \text{ KN}$$

$$T_{MAX} = \max(T_x; T_y) = 20,56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225} = 0.093 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 1.40 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.3.8 Ferrailage des armatures transversales :

➤ Calcul les diamètres minimal des armatures :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(10 \text{ mm} ; 7.14 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

➤ Calcul l'espacement des armatures : (BAEL 91)

$$st_x \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$s_{tx} = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$st_y \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$$

$$st_y \leq \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm})$$

$$s_{ty} = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.3.9 Vérification des conditions de la flèche :

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35}$$

$$0.048 \geq 0.028 \text{ à } 0.037 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$0.048 \geq 0.025 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$3. \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$1.116 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Etude d'un bâtiment

R+8 Avec sous-sol

Chapitre V :
Etude sismique et dynamique

V. Etude sismique et dynamique :

V.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène géologique dynamique et complexe qui résulte de la libération brusque d'énergie accumulée dans la croûte terrestre.

Ce phénomène est généralement causé par les mouvements des plaques tectoniques, qui peuvent se déplacer horizontalement ou verticalement, créant ainsi des contraintes importantes dans la croûte terrestre.

Les ondes sismiques générées par le séisme peuvent causer des déformations, des ruptures et des effondrements des structures, causant ainsi des pertes en vies humaines et des perturbations économiques majeures. Afin de prévenir ces risques, il est essentiel de réaliser une étude dynamique des bâtiments.

V.2 Etude dynamique :

V.2.1 Définition :

L'étude dynamique du bâtiment est une discipline complexe qui s'appuie sur des principes solides de la mécanique des structures, de la sismologie et de la modélisation mathématique. Elle vise à évaluer la capacité des bâtiments à résister aux forces sismiques en analysant leur comportement dynamique.

Pour y parvenir, deux types d'analyses sont utilisés : l'analyse statique et l'analyse dynamique. L'analyse statique utilise les règles de calcul des charges et les coefficients de sécurité pour évaluer la résistance des structures. L'analyse dynamique, quant à elle, prend en compte les mouvements sismiques en utilisant les équations du mouvement et les méthodes d'analyse spectrale pour évaluer la résistance des structures aux charges de tremblements de terre.

Notre étude dynamique de la structure s'appuie sur une modélisation précise, réalisée notamment à l'aide du logiciel **Auto desk Robot structural analysis 2021**

V.2.2 Objective :

L'étude dynamique à travers l'utilisation d'un logiciel tel que **Auto desk Robot structural analysis 2021** est de permettre à l'ingénieur ou au concepteur de déterminer théoriquement les sollicitations potentiellement engendrées par un séisme à différents niveaux de la structure.

V.2.3 Les méthodes de calcul:

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations:

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

V.2.4 Classification de l'ouvrage :

Les classifications nécessaires pour définir la situation sismique étudiée et pour choisir la méthode et les paramètres de calcul des forces sismiques se basent sur les critères de règlement parasismique Algérie.

Zone sismique: La ville de Mascara est située dans la zone II de sismicité moyenne en Algérie, selon les informations du Règlement Parasismique Algérien (RPA) de 1999/ V 2003.

Groupe d'usage: Le bâtiment en question est destiné à un usage mixte habitation et commercial et il est classé dans le Groupe 2 [RPA 99 Ver. 2003-Tab 4.1].

Classification du site: Notre site est de type S3 site meuble, selon le rapport géotechnique

Système structurel : Portique contreventé, Contreventement mixte avec interaction.

Classification des ouvrages selon leur géométrie :

- **Régularité en plan :** Il faut vérifier que :
 - $0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{27.45}{23.15} = 1.18 \leq 4$ condition vérifiée
 - $\frac{l_x}{L_x} = \frac{16.9}{27.45} = 0.61 > 0.25$ condition non vérifiée
 - $\frac{l_y}{L_y} = \frac{7.55}{23.15} = 0.33 > 0.25$ condition non vérifiée
 - $\frac{l_1+l_2}{L_x} = \frac{3.05+3.30}{23.15} = 0.27 > 0.25$ condition non vérifiée
- Donc la condition est non vérifiée.

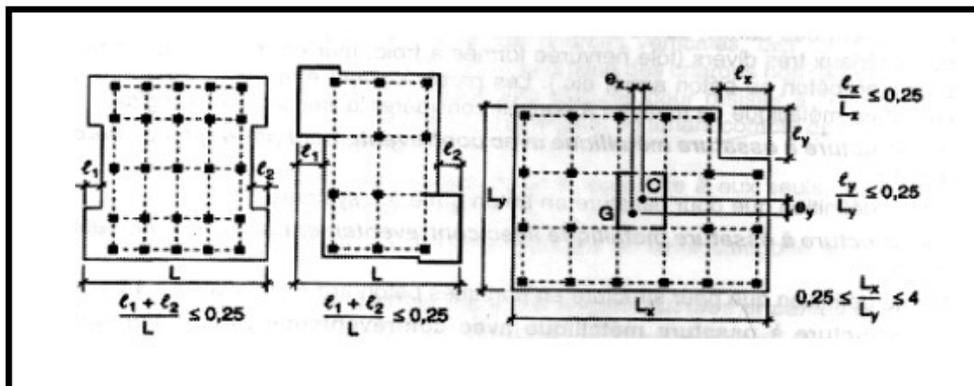


Figure V-1: limites des décrochements en plan

- **Régularité en élévation:** Il faut vérifier que

Sens xx :

$$\frac{B_M}{B} = \frac{6.4}{27.45} = 0.23 < 0.67 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{B_i}{B_{i-1}} = \frac{6.4}{13.75} = 0.46 < 0.80 \quad \text{condition non vérifiée}$$

Sens yy :

$$\frac{B_M}{B} = \frac{7.2}{23.15} = 0.31 < 0.67 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{B_i}{B_{i-1}} = \frac{11.7}{15.60} = 0.75 < 0.80 \quad \text{condition non vérifiée}$$

➤ Donc la condition n'est pas vérifiée.

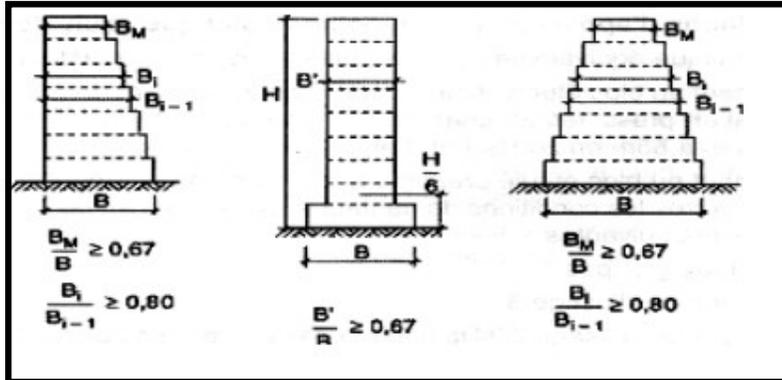


Figure V-2: limites des décrochements en élévation

Au vu des résultats trouvés, le bâtiment doit être considéré comme irrégulier.

V.2.5 Choix de la méthode de calcul :

V.2.5.1 La méthode statique équivalente :

- **Principe:**

Cette méthode est basée consiste à remplacer les forces dynamiques réelles qui se produisent dans la structure par un système de forces statiques fictives qui sont considérées comme équivalentes à l'action sismique. Le mouvement du sol peut avoir lieu dans n'importe quelle direction horizontale.

Les forces sismiques horizontales équivalentes sont appliquées successivement dans deux directions orthogonales choisies par le concepteur, généralement les axes principaux du plan horizontal de la structure.

- **Conditions d'applications :**

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente pour notre cas on à :

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

▪ Zone II :

- Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Alors la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure irrégulière est en zone II de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 23m.

V.2.5.2 La méthode modale spectrale :

Il s'agit d'analyser la réponse de la structure à des forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul pour chaque mode de vibration. Pour chaque mode, on recherche le maximum des effets engendrés dans la structure. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse globale de la structure aux forces sismiques.

La méthode d'analyse modale spectrale est une option viable pour toutes les situations, notamment lorsque l'utilisation de la méthode statique équivalente n'est pas possible. Dans le cadre de notre projet, une étude dynamique de la structure est nécessaire car elle ne satisfait pas aux conditions de régularité en plan et en élévation.

V.2.6 Application de la méthode d'analyse modale spectrale :**V.2.6.1 Les hypothèses de calcul :**

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que:

$$K = 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20s$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K

V.2.6.2 Définition du spectre de réponse de calcul :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d’une structure à une accélération dynamique est fonction de l’amortissement (ϵ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d’une structure. L’action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \dots \dots \dots (4 - 13)[1] \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec : **g** : Accélération de la pesanteur, ($g = 9,81N$).

✓ **A** : coefficient d’accélération de zone :

Le choix du groupe se fait selon deux critères (RPA) :

- La hauteur du bâtiment ne dépasse pas 48 m ($h = 34.17m < 48m$) ;
- La zone IIa.

Tableau V-1: coefficient d'accélération

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

On obtient $A = 0.15$

✓ **R** : Coefficient de comportement de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 (RPA99/Version 2003).

$\frac{N_{voiles}}{N_{total}} = 69\% > 20\% \Rightarrow$ Système 2 de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, donc : $R = 3.5$

✓ Facteur de correction d'amortissement (η) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Avec ξ : pourcentage d'amortissement critique (Tab 4.2)

$\xi = 7\%$ Pour un contreventement mixte.

$$\eta = 0.882 > 0.7 \quad \text{C.V}$$

✓ Période caractéristique associées a la catégorie de site (T_1, T_2) :

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,**S3** ($T_1=0,15\text{sec}$, $T_2=0,50\text{sec}$)

✓ **Q** : Le facteur de qualité de la structure

$$Q = 1 + \sum_q^6 Pq$$

P_q : Pénalité retenir selon le critère de qualité **q**

Tableau V-2: 4.4 de RPA valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P _q	
	Sens x	Sens y
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
	0.20	0.20

$$Q = Q_x = Q_y = 1 + \sum_{q=1}^6 pq = 1 + 0.05 + 0.0505 + 0.05 + 0 + 0 = 1.20$$

V.2.6.2.1 Représentation graphique du spectre de réponse :

Une fois que toutes les données sismiques (A, site, R, Q, ξ) sont entrées dans la formule, le spectre de réponse de calcul pour cette structure est déterminé

V.2.6.3 Modélisation de la structure:

La structure sera modélisée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées aux centres de gravité des planchers et avec trois degrés de liberté : deux translations horizontales et une rotation autour d'un axe vertical, conformément aux prescriptions du Règlement de Prévention des Accidents (RPA99/V2003, Article 4.3.2).

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2021. Notre structure est irrégulière donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99 P51, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

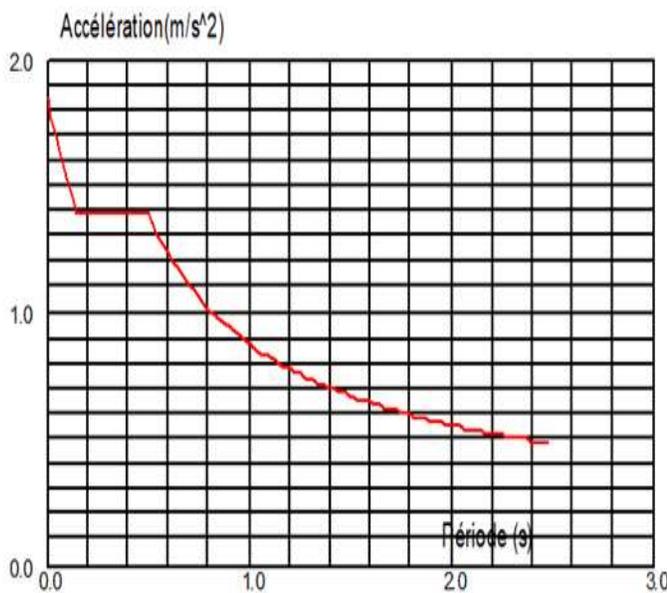


Figure V-3: Spectre de réponse selon x

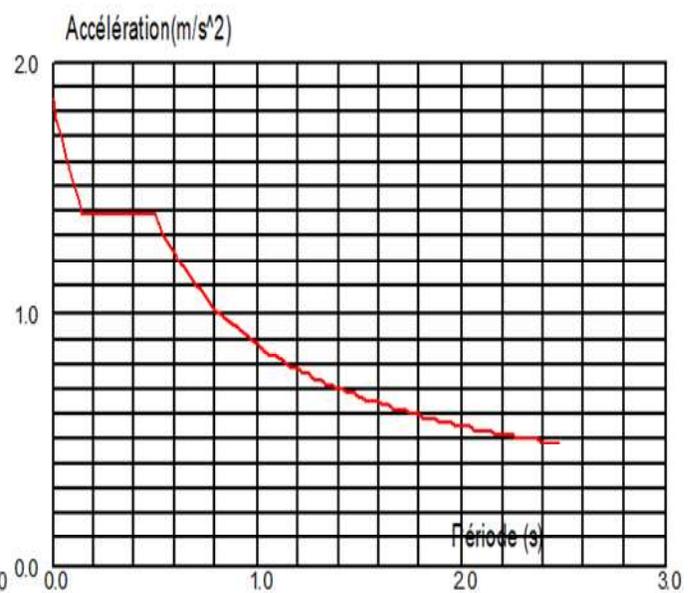


Figure V-4: Spectre de réponse selon Y

V.2.6.4 Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

- 1) ELU : $1.35G + 1.5Q$
- 2) ELS: $G + Q$
- 3) $0,8G \pm E$
- 4) $G + Q \pm E$

V.2.6.5 Estimation de la période fondamentale de la structure

Règlements parasismiques exigent cette majoration pour la valeur de la période empirique afin de ne pas excessivement pénaliser l'effort de calcul. Ainsi il est proposé à ce que le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base soit limité comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & \text{si } T_{analytique} \leq T_{empirique} \\ T_{empirique} & \text{si } T_{empirique} < T_{analytique} \leq 1.3T_{empirique} \\ 1.3T_{empirique} & \text{si } T_{analytique} \geq 1.3T_{empirique} \end{cases}$$

T : période fondamentale de la structure

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes:

$$T = \min(C_T h_N^{3/4}, 0.09 h_N / \sqrt{D})$$

➤ 1^{er} formule : $T = C_T \times h_N^{3/4}$ (4.6)

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

On a : $h_N = 34.17\text{m}$

C_T : Coefficient on fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$C_T = 0.05 \quad ; \quad T = 0.05 \times 34.17^{0.75} = 0.66 \text{ s}$$

➤ 2^{ème} formule : $T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$ (4.7)

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

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par :

$$\begin{cases} D_x = 27.45 \text{ m} & \text{La dimension projetée du bâtiment dans le sens x.} \\ D_y = 23.15 \text{ m} & \text{La dimension projetée du bâtiment dans le sens y.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = 0.09 \times 34.17 / \sqrt{27.45} & T_x = 0.59 \text{ s.} \\ T_y = 0.09 \times 34.17 / \sqrt{23.15} & T_y = 0.64 \text{ s.} \end{cases}$$

En prend:

$$T_{emp_x} = \min(T, T_x) = \min(0.66\text{s}, 0.59\text{s}) = 0.59\text{s}$$

$$T_{emp_y} = \min(T, T_y) = \min(0.66\text{s}, 0.64\text{s}) = 0.64\text{s}$$

RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{emp_x} = 1.3 \times 0.59 = 0.77\text{s} \\ T_{emp_y} = 1.3 \times 0.64 = 0.83 \text{ s} \end{cases}$$

V.2.6.6 Nombre de modes à considérer : (RPA992003/4.3.4) :

Dans le cas où les structures sont modélisées par des plans dans deux directions orthogonales, il est recommandé de retenir un nombre de modes de vibration suffisant pour que la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% de la masse totale de la structure. Le nombre minimal de modes à retenir dans chaque direction considérée est de trois.

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec :

N : Nombre de niveaux au-dessus du sol ($N = 10$ niveaux)

$K \geq 3\sqrt{10} \Rightarrow K \geq 9.48$ modes en prend le nombre de mode 10 modes et $T_K \leq 0.2$ s

V.2.7 Disposition des voiles de contreventement :

Pour sélectionner la disposition optimale des voiles dans notre structure, nous avons examiné plusieurs variantes en détail. Ci-dessous, nous présentons les configurations de voiles envisagées pour notre structure.

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/Version 2003, plusieurs essais de disposition de voiles ont été testés et on a opté pour la disposition qui suit. Les modes de vibration et la disposition des voiles sont montrés sur les figures suivantes.

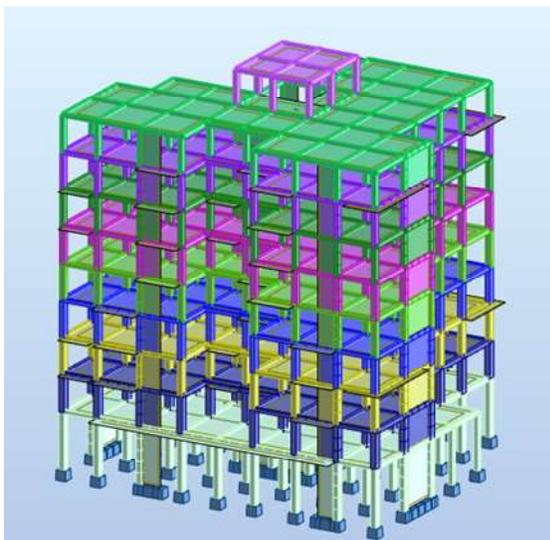


Figure V-4: modélisation 3D de la structure sur *vue 1*

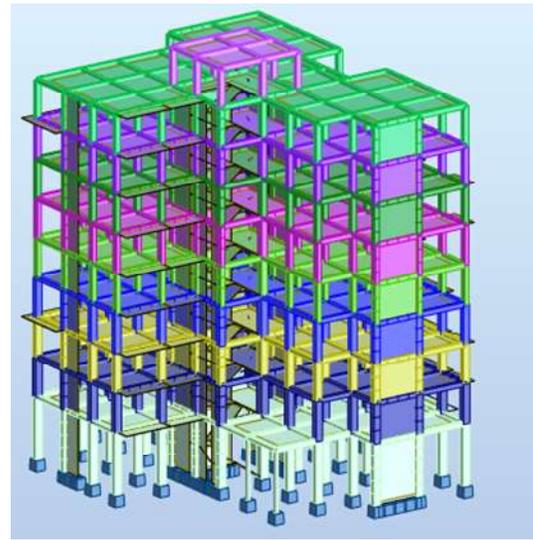


Figure V-3: modélisation 3D de la structure sur *vue 2*

V.2.7.1 Première disposition:

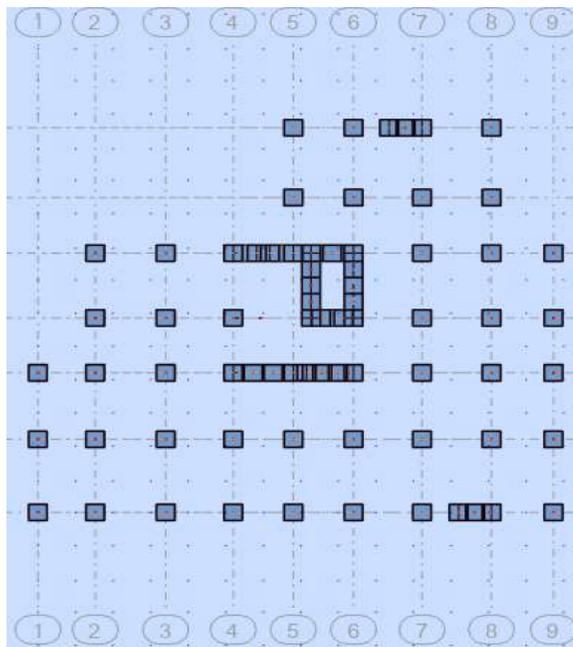


Figure V-5: 1ère disposition des voiles

V.2.7.1.1 Interprétation des résultats :

En examinant le premier mode de vibration de la structure, représenté dans le tableau, on constate une torsion importante. Par conséquent, nous avons opté pour une autre disposition afin de minimiser cette torsion et assurer une interaction satisfaisante entre le voile et le portique, conformément au règlement RPA99 version 2003. Par ailleurs, il est à noter que la période fondamentale de vibration de la structure est supérieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA99, ce qui représente un deuxième défi à relever.

Tableau V-3: Résultat dynamique 1

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,82	0,83	7,48	0,83	7,48	4456897,23	4456897,23
3/ 2	0,75	1,60	69,47	0,77	61,99	4456897,23	4456897,23
3/ 3	0,72	70,23	70,74	68,64	1,28	4456897,23	4456897,23
3/ 4	0,26	70,33	71,00	0,10	0,26	4456897,23	4456897,23
3/ 5	0,21	70,52	86,74	0,19	15,74	4456897,23	4456897,23
3/ 6	0,20	88,44	86,98	17,92	0,24	4456897,23	4456897,23
3/ 7	0,15	88,45	87,07	0,00	0,09	4456897,23	4456897,23
3/ 8	0,14	88,45	87,12	0,01	0,05	4456897,23	4456897,23
3/ 9	0,13	88,45	89,60	0,00	2,48	4456897,23	4456897,23
3/ 10	0,12	88,46	90,91	0,00	1,31	4456897,23	4456897,23
3/ 11	0,10	93,39	91,18	4,94	0,28	4456897,23	4456897,23

V.2.7.2 Deuxième disposition:

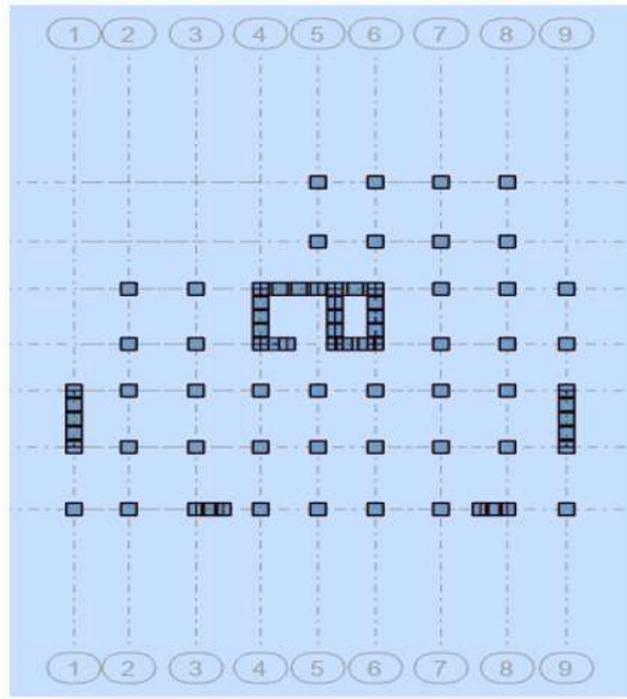


Figure V-6: 2eme disposition des voiles

V.2.7.2.1 Interprétation des résultats :

Tableau V-4: Résultats dynamique 2

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,82	60,72	0,68	60,72	0,68	4542377,38	4542377,38
3/ 2	0,68	65,19	54,04	4,48	53,36	4542377,38	4542377,38
3/ 3	0,55	71,14	67,06	5,94	13,02	4542377,38	4542377,38
3/ 4	0,23	85,67	67,09	14,53	0,02	4542377,38	4542377,38
3/ 5	0,18	86,13	78,54	0,46	11,46	4542377,38	4542377,38
3/ 6	0,15	86,48	82,09	0,35	3,55	4542377,38	4542377,38
3/ 7	0,14	86,55	82,12	0,07	0,02	4542377,38	4542377,38
3/ 8	0,13	88,86	82,15	2,31	0,04	4542377,38	4542377,38
3/ 9	0,12	88,96	86,15	0,10	4,00	4542377,38	4542377,38
3/ 10	0,11	92,93	86,22	3,96	0,07	4542377,38	4542377,38
3/ 11	0,11	93,02	87,99	0,09	1,77	4542377,38	4542377,38
3/ 12	0,09	93,10	90,56	0,08	2,58	4542377,38	4542377,38

D'après l'analyse du tableau, il est remarqué que la masse a été correctement prise en compte, cependant la période de vibration fondamentale obtenue est supérieur à celle calculé selon les formules empirique du **RPA99** avec un taux de majoration de 30%.

V.2.7.3 La troisième disposition:

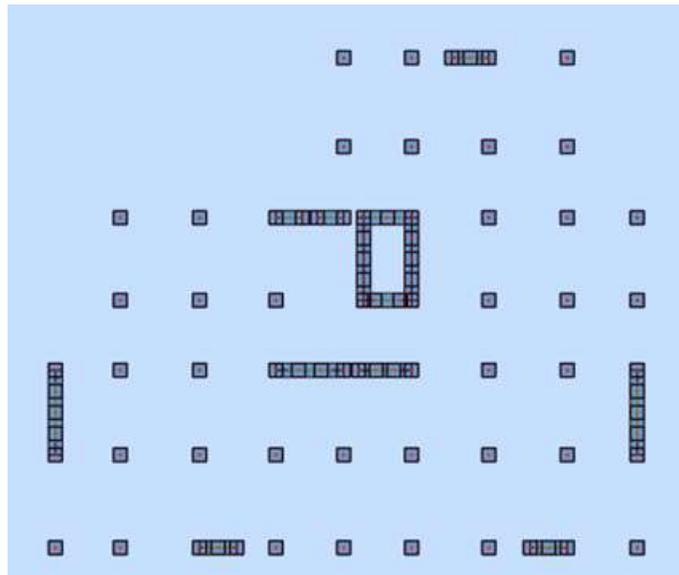


Figure V-7: 3eme disposition des voiles

V.2.7.3.1 Les modes de vibrations: Mode de vibration et taux de participation des masses modales :

Selon l'article 4.3.4 du RPA, pour s'assurer que les modes de vibration les plus significatifs sont pris en compte dans l'analyse, les modes de vibration à considérer dans chaque direction d'excitation doivent être sélectionnés de manière à ce que la somme des masses modales effectives des modes retenus atteigne au moins 90% de la masse totale de la structure.

Une analyse des vibrations libres a été réalisée, dont les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-5: résultat dynamique de la troisième disposition

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Totale Masse [KN]
1	0,69	68,47	1,22	68,47	1,22	48008.77
2	0,65	69,91	59,62	1,45	58,39	48008.77
3	0,58	69,91	68,15	0,00	8,53	48008.77
4	0,19	86,56	68,20	16,65	0,05	48008.77
5	0,18	86,62	82,17	0,06	13,97	48008.77
6	0,15	86,64	84,39	0,01	2,22	48008.77
7	0,13	86,66	84,42	0,02	0,03	48008.77
8	0,12	88,12	84,43	1,46	0,01	48008.77
9	0,12	88.33	87,12	0,01	2,69	48008.77
10	0,10	88,13	88,19	0,00	1,08	48008.77
11	0,09	88,89	88,20	0,76	0,00	48008.77
12	0,09	92,85	88,27	3,96	0,07	48008.77
13	0,09	92.89	90,91	0,04	2,64	48008.77

D'après les résultats obtenus, il en ressort que :

- Le premier mode de vibration correspond à une translation selon la direction x, avec un taux de participation massique de 68.47% dans cette direction.
- Le deuxième mode de vibration correspond à une translation selon la direction y, avec un taux de participation massique de 58.39% dans cette direction.
- Le troisième mode de vibration correspond à une torsion autour de la direction verticale Z.
- En outre, la condition énoncée dans l'article 4.3.4 du RPA99 sur le nombre de modes à prendre en compte est satisfaite à partir du 12^{ème} mode dans la direction Y et du 13^{ème} mode dans la direction X.

Les trois premiers modes de vibration sont représentés sur les figures suivantes :

- **Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe x-x.**

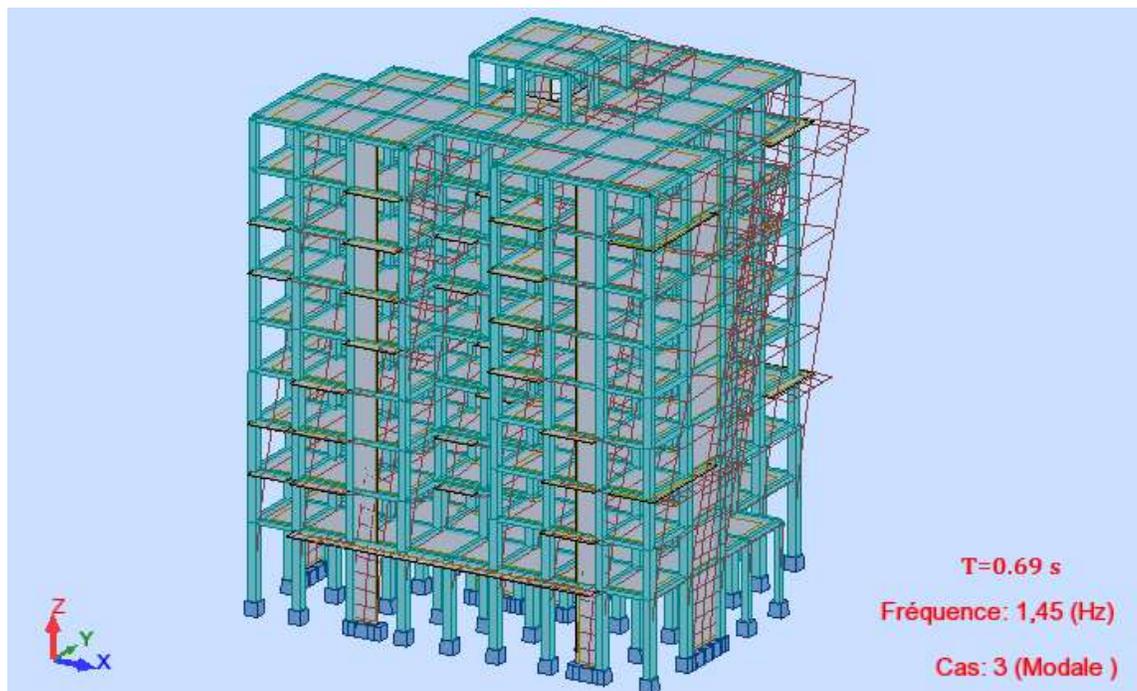
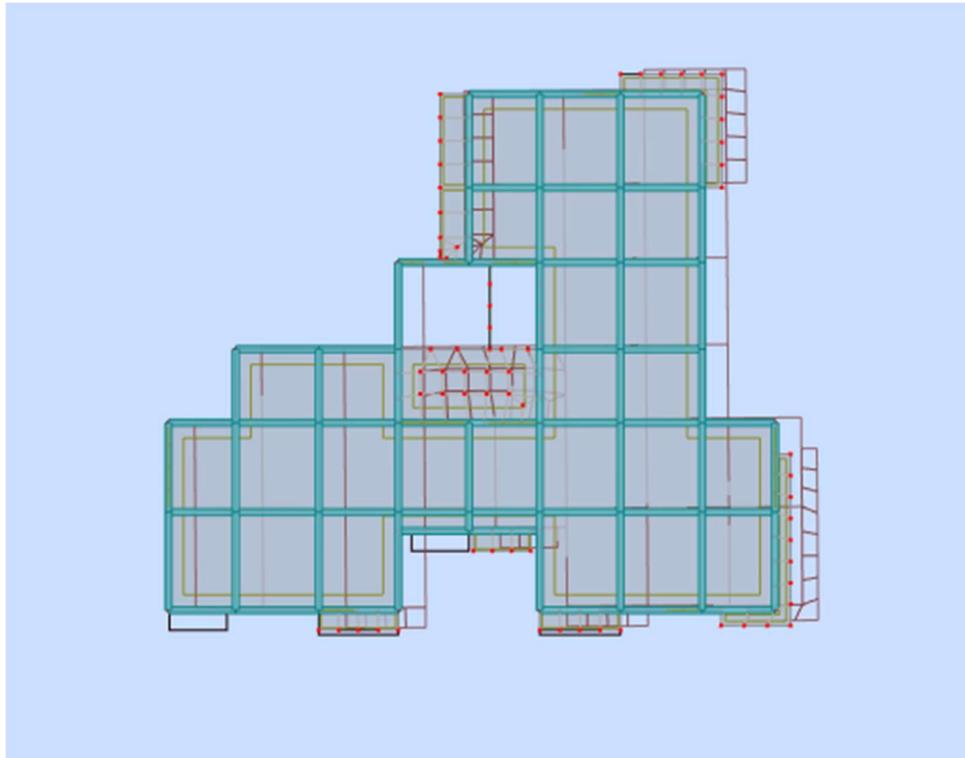


Figure V-8: Représentation du mode 1 (Direction X)

- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe y-y.

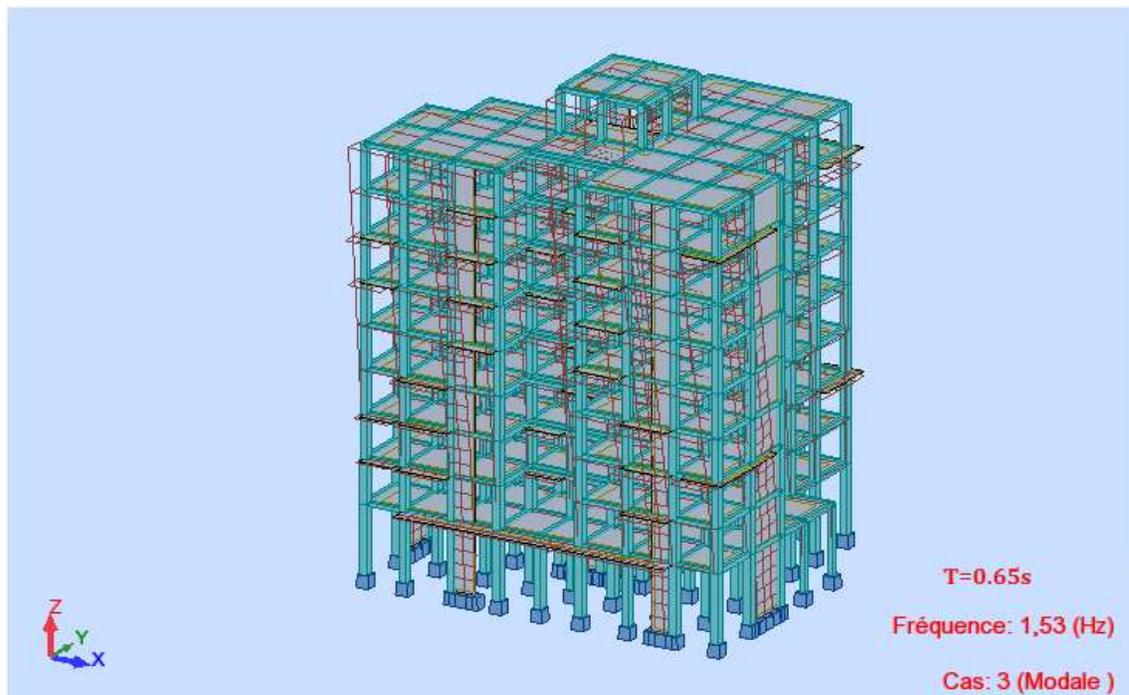
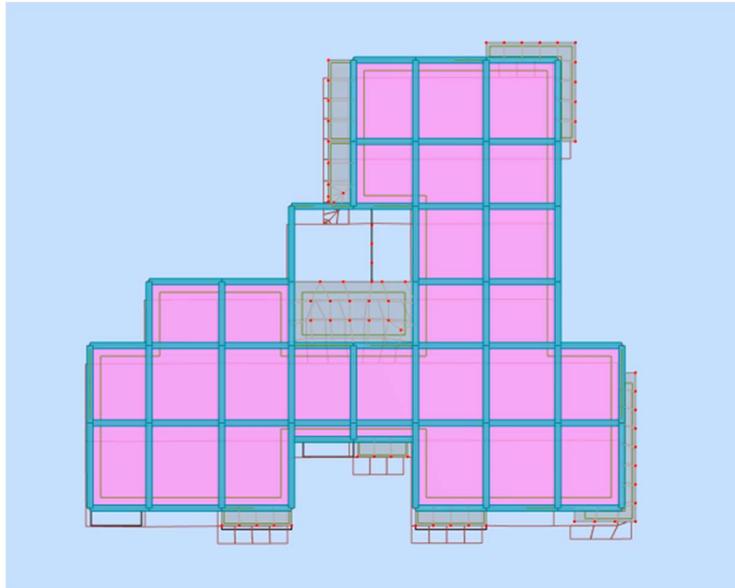


Figure V-9: Représentation du mode 2 (Direction Y)

- Le troisième mode est une rotation selon l'axe z-z :

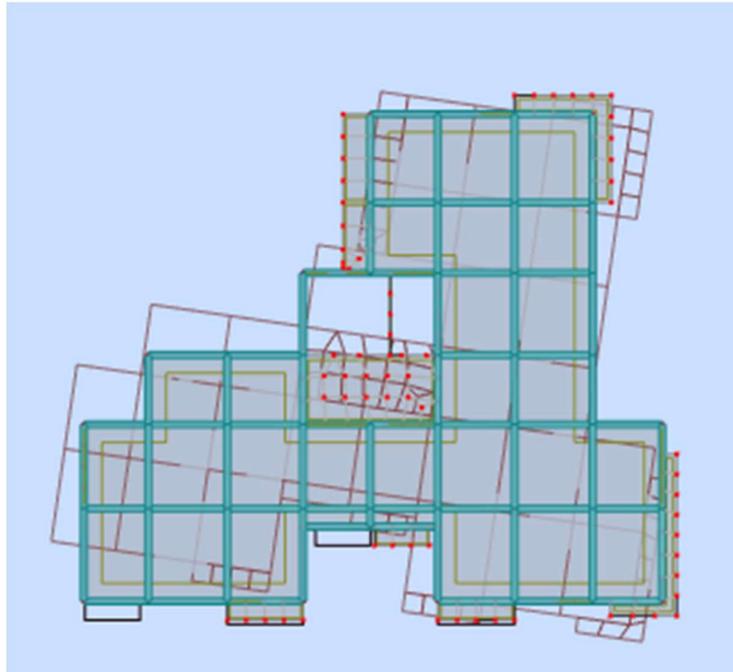


Figure V-10: Représentation du mode 3 (Direction z)

➤ **Verification de la période :**

Il convient de souligner que la période fondamentale de vibration mesurée dans l'analyse est inférieure à celle obtenue à l'aide des formules empiriques du RPA99, majorée de 30%.

- Selon : $T_{analytique\ x} = 0.69s < 1.3T_{emp\ x} = 0.77s$ condition vérifiée
- Selon : $T_{analytique\ y} = 0.65s < 1.3T_{emp\ y} = 0.83s$ condition vérifiée

V.2.7.3.2 Centre de gravite est centre de rigidité : (RPA art 4.3.7) (3) :

➤ Dans le cas ou il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\mp 0.05L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

➤ **L'excentricité théorique dans les deux sens est donnée par:**

$$e_x = X_{CM} - X_{CR}; e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

Tableau V-6: vérification d'excentricité de chaque étage

Niveau	e_x (m)	e_y (m)	e_{x2} (m)	e_{y2} (m)	Vérification
RDC	0,191	0,498	1,373	1,233	Vérifiée
1 ^{er} étage	0,146	0,180	1,373	1,213	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0,411	0,075	1,408	1,248	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0,209	0,144	1,373	1,213	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0,216	0,299	1,373	1,213	Vérifiée
5 ^{ème} étage	0,151	0,313	1,373	1,203	Vérifiée
6 ^{ème} étage	0,144	0,347	1,373	1,213	Vérifiée
7 ^{ème} étage	0,509	0,190	1,408	1,248	Vérifiée
8 ^{ème} étage	0,275	0,071	1,373	1,158	Vérifiée
9 ^{ème} étage	0,100	0,060	0,320	0,360	Vérifiée

V.2.7.3.3 Justification du système de contreventement « détermination de R »

D'après les critères énoncés dans le RPA99/V2003 pour la sélection du système de contreventement et du coefficient de comportement R, il est nécessaire de déterminer la proportion des charges verticales et horizontales reprises par les portiques et les voiles, tel que présenté dans les tableaux suivants :

➤ Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau ci dessous :

Tableau V-7: récapitulatif de distribution de l'effort tranchant et l'effort normal

Etage	Poteaux			Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal	Effort tranchant		Effort normal
	T_X	T_Y	N	T_X	T_Y	N
1	1311,42	1189,6	-34108168,16	2643,79	2614,23	-11759425,54
2	872,29	851,19	-28656840,96	2944,1	2831,84	-9609329,89
3	853,86	963	-24417523,96	2762,77	2543,4	-8850259,86
4	903,89	1171,75	-20599464,76	2443,2	2083,29	-7691879,09
5	870,62	954,51	-16739020,5	2152,77	1994,02	-6769134,11
6	848,59	1044,43	-13321733,66	1790,3	1537,68	-5518852,44
7	701	846,19	-9800531,09	1488,88	1300,32	-4433798,35
8	626,2	825,19	-6658405,76	1031,42	793,89	-3062089,84
9	667,45	902,4	-3542014,49	306,9	46,39	-1586062,32
10	143,17	131,72	-551501,49	-0,02	0,03	63681,37
Pourcentage %	31%	36%	72.8%	69%	64%	27.2%

➤ **Analyse des résultats :**

D'après les résultats de l'analyse d'interaction effectuée, il a été constaté que les voiles de contreventement assurent la reprise de plus de 20% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal. Par conséquent, en tenant compte de ces observations, il a été recommandé d'adopter un coefficient de comportement $R = 3.5$ pour notre système de contreventement, conformément aux définitions énoncées par le RPA99/V2003.

V.2.7.3.4 Vérification de la résultante des forces sismiques:

➤ **Vérification de l'effort tranchant a la base :**

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période Fondamentale donnée par la formule empirique appropriée :

$$V_{dynamique} > 80\%V_{statique}$$

Avec :

$V_{dynamique}$: la résultante des forces sismique à la base.

$V_{statique}$: la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si $V_{dynamique} > 80\%V_{statique}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, le Déplacements, moment) avec le rapport : $0.80V_{statique}/V_{dynamique}$ [3].

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Soit :

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

Avec :

Poids total de la structure (W) :

$$W = \sum W_i^{etage} \text{ tel que : } W_i^{etage} = W_{G_i} + \beta \cdot W_{Q_i}$$

Avec :

- W_i^{etage} : Le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i.
 - W_{G_i} : Poids dû aux charges permanentes (Plancher i).
 - W_{Q_i} : Surcharge d'exploitation (Plancher i).
 - β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4-5-RPA99
- ✓ Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est : $\beta = 0.20$
- ✓ Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel AUTODESK la valeur trouvé est : $W = 48008.77\text{KN}$

- D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \geq 3.0S \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Avec

- η : facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003(Formule 4.3)}$$

- ξ : est le pourcentage de centrage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2).

$\xi = 7\%$ (pour un contreventement mixte).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} = 0.881 \geq 0.7$$

- T_2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de l'étude géotechnique, nous considérerons un site de catégorie S3 (conformément à l'article 3.3.2. du RPA99 « classement du site selon la disponibilité des essais »). Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $T_2 = 0.50s$

- T : période fondamentale de la structure. Dans notre cas $T = T_{empirique}$

$T_x = 0.59 S$.

$T_y = 0.64 S$.

Ce qui donne pour les deux sens :

$$\begin{aligned} D_x &= 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \rightarrow D_x = 2.5 \cdot 0.88 \cdot (0.50/0.59)^{2/3} \rightarrow D_x = 1.97 \\ D_y &= 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \rightarrow D_y = 2.5 \cdot 0.88 \cdot (0.50/0.64)^{2/3} \rightarrow D_y = 1.87 \end{aligned}$$

- A : Coefficient d'accélération $A = 0,15$ (groupe 2B, zone II-a).

- R : Coefficient de comportement global.

Pour un contreventement mixte voiles/portiques avec justification de l'interaction

$R = 3.5$

- Q : Facteur de qualité ; $Q_x = Q_y = 1.20$

La force sismique statique totale à la base de la structure :

$$V_{stat,x} = \frac{(0.15)(1.97)(1.20)}{(3.5)} (48008.7) = 4\,863,97KN ; \quad 0.80V_{stat,x} = 3\,891,17KN$$

$$V_{stat,y} = \frac{(0.15)(1.87)(1.20)}{(3.5)} (48008.77) = 4\,617,07KN ; \quad 0.80V_{stat,y} = 3\,693,65KN$$

Tableau V-8: récapitulatif vérification de la résultante des forces sismiques

Combinaison sismique	L'effort tranchant minimum à la base		Vérification
Sens-x	$V_{dyn,x} \geq 0.80V_{stat,x}$	$3955.16KN \geq 3891.17KN$	Condition Vérifiée
Sens-y	$V_{dyn,y} \geq 0.80V_{stat,y}$	$3803.83KN \geq 3693.65KN$	Condition Vérifiée

Avec :

- $V_{dyn,x}$: L'effort tranchant dynamique à la base selon X selon les combinaisons sismiques.
- $V_{stat,x}$: L'effort tranchant statique à la base selon X selon les combinaisons sismiques.
- $V_{dyn,y}$: L'effort tranchant dynamique à la base selon Y selon les combinaisons sismiques
- $V_{stat,y}$: L'effort tranchant statique à la base selon Y selon les combinaisons sismiques.

V.2.7.3.5 Calcul et vérification des déplacements:

D'après le RPA99V2003 l'article 4.4.3: Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y). Le déplacement horizontal à chaque niveau «k» de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Δ : Déplacement horizontal à chaque niveau «k» de la structure.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques V_i (y compris l'effet de la torsion).

R: Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau «k-1» est égale à:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le RPA99/version 2003 préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas

Dépasser le déplacement admissible qui est: $\Delta_{k adm} = 1\% h_e$

Avec:

h_e : La hauteur libre de l'étage considéré.

Il faut vérifier que: $\Delta_k \leq \Delta_{k adm}$

Le logiciel **AUTO DESK Robot Structural Analysis 2021**, nous donne directement le déplacement horizontal à chaque niveau δ_k .

Les déplacements maximaux sont calculés sous l'action sismique et les vérifications se font selon les deux directions, Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant ci-après:

Tableau V-9: Vérification des déplacements inter étages dans les deux sens (x, y)

Niveau	h(m)	Sens (X)		Sens (Y)		Δk_{adm} (cm)	$\Delta k < \Delta k_{adm}$
		δk (cm)	Δk (cm)	δk (cm)	Δk (cm)		
RDC	5.10	0,539	0,539	0,413	0,413	510	Verifier
Etage 01	3.23	1,156	0,617	0,884	0,472	323	Verifier
Etage 02	3.23	1,894	0,739	1,538	0,653	323	Verifier
Etage 03	3.23	2,708	0,813	2,181	0,643	323	Verifier
Etage 04	3.23	3,550	0,842	2,926	0,745	323	Verifier
Etage 05	3.23	4,392	0,842	3,657	0,731	323	Verifier
Etage 06	3.23	5,212	0,819	4,405	0,748	323	Verifier
Etage 07	3.23	5,971	0,760	5,328	0,923	323	Verifier
Etage 08	3.23	6,672	0,700	5,848	0,52	323	Verifier
Etage 09	3.23	7,522	0,851	6,252	0,404	323	Verifier

V.2.7.3.6 Vérification de l'effort normal réduit:

D'après le (RPA99/Version 2003 l'article 7.4.3.1) :

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

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec:

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.
- B_c : est l'air (section brute) du poteau.
- f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30$ MPa).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-10: Vérification de l'effort normal réduit de poteau central

Section (cm ²)	N _d (N)	B _c (mm ²)	f _{c28} (MPa)	V	V<0,3
40×40	111489,55	160 000	30	0.023	vérifiée
45×45	229908,12	202 500	30	0.037	vérifiée
55×55	567148,86	302 500	30	0.060	vérifiée
60×60	2060407,73	360 000	30	0.190	vérifiée
50×50	1026294,94	250 000	30	0.130	vérifiée
65×65	4051163,50	422 500	30	0.300	vérifiée
40×50	580667,07	200 000	30	0.090	vérifiée
45×55	968413,50	247 500	30	0.130	vérifiée
50×60	1668449,37	300 000	30	0.190	vérifiée
55×65	3107226,63	357 500	30	0.280	vérifiée

V.2.7.3.7 Justification vis-à-vis l'effet P-Δ:

D'après le (RPA99/Version 2003-Article 5.9) : Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

Si 0,10 < θ < 0,20, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur 1/(1 - θ_k)

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

$$P_k = \sum(W_{Gi} + 0.2W_{Qi})$$

- V_k: Effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k: Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".
- h_k: Hauteur de l'étage "k".

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux suivants:

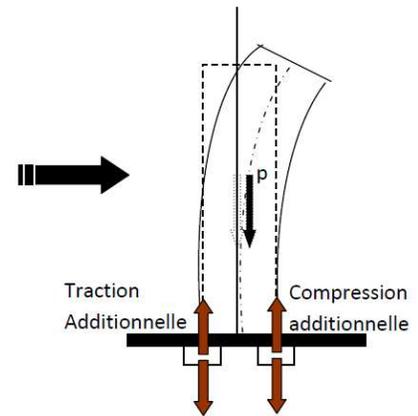


Tableau V-11: Vérification à l'effet P- Δ sens (x)

Sens x							
Niveau	h_k (m)	W_k (kN)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δ_k (m)	θ_K	$\theta_K \leq 0,1$
RDC	5,10	44897.00	44897.00	4041,87	0,00621	0,0135255	Vérifiée
Etage 01	3,23	37718.00	82615.00	3900,81	0,00699	0,0209252	Vérifiée
Etage 02	3,23	32870.00	115485.00	3702,54	0,00843	0,0231701	Vérifiée
Etage 03	3,23	28019.00	143504.00	3434,61	0,00935	0,0236148	Vérifiée
Etage 04	3,23	23362.00	166866.00	3109,96	0,00966	0,0224663	Vérifiée
Etage 05	3,23	18805.00	185671.00	2721,13	0,00971	0,0207754	Vérifiée
Etage 06	3,23	14268.00	199939.00	2264,81	0,00957	0,0186656	Vérifiée
Etage 07	3,23	9760,80	209699.80	1722,04	0,00873	0,0153197	Vérifiée
Etage 08	3,23	5166,30	214866.10	1028,25	0,00806	0,0125376	vérifiée
Etage 09	3,23	547,94	215414.04	187,11	1,00107	0,0100364	Vérifiée

 Tableau V-12: Vérification à l'effet P- Δ sens (y)

Sens Y							
Niveau	h_k (m)	W_k (kN)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δ_k (m)	θ_K	$\theta_K \leq 0,1$
RDC	5,10	44897.00	44897.00	3947,99	0,00472	0,0105247	Vérifiée
Etage 01	3,23	37718.00	82615.00	3822,50	0,00533	0,0162827	Vérifiée
Etage 02	3,23	32870.00	115485.00	3642,40	0,00742	0,0207308	Vérifiée
Etage 03	3,23	28019.00	143504.00	3385,40	0,00734	0,0188077	Vérifiée
Etage 04	3,23	23362.00	166866.00	3073,84	0,00858	0,0201890	Vérifiée
Etage 05	3,23	18805.00	185671.00	2701,27	0,00848	0,0182771	Vérifiée
Etage 06	3,23	14268.00	199939.00	2252,20	0,00843	0,0165342	Vérifiée
Etage 07	3,23	9760,80	209699.80	1704,23	1,0003	0,0182637	Vérifiée
Etage 08	3,23	5166,30	214866.10	1009,78	0,00597	0,0094564	Vérifiée
Etage 09	3,23	547,94	215414.04	158,57	0,00498	0,0053276	Vérifiée

V.2.7.3.8 Vérification au renversement: (RPA99/V2003Art.5.5.)[3]

Lors d'un séisme, il est important de prendre en compte le risque de basculement des structures. Le calcul du moment de renversement doit ainsi tenir compte du poids total de la construction, des fondations et du remblai éventuel par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Pour éviter ce risque, il est nécessaire que le moment stabilisant soit supérieur au moment de renversement potentiel. $M_s > M_r$

Tableau V-13: Vérification au renversement selon y

ETAGE	V _x (KN)	F _x	h (m)	W(KN)	X _G (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	3217,59	114,19	5,10	45782,16	12,50	582,369	572277,00	Condition vérifiée
2	3103,40	158,10	3,23			510,663		
3	2945,30	212,06	8,33			1766,4598		
4	2733,24	257,89	11,56			2981,2084		
5	2475,35	310,36	14,79			4590,2244		
6	2164,99	363,31	18,02			6546,8462		
7	1801,68	430,24	21,25			9142,6		
8	1371,44	551,37	24,48			13497,538		
9	820,07	670,97	27,71			18592,579		
10	149,10	149,10	30,94			4613,154		
						Σ =62823,641		

Tableau V-14: Vérification au renversement selon x

ETAGE	V _y (KN)	F _y	h(m)	W(KN)	y _g (m)	Mr(KN)	Ms(KN)	Vérification
1	3947,99	125,49	5,10	45782,16	13,57	639,999	621263,911	Condition vérifiée
2	3822,5	180,1	8,33			1500,233		
3	3642,4	257	11,56			2970,92		
4	3385,4	311,56	14,79			4607,972		
5	3073,84	372,57	18,02			6713,711		
6	2701,27	449,07	21,25			9542,7375		
7	2252,2	547,97	24,48			13414,306		
8	1704,23	694,45	27,71			19243,21		
9	1009,78	851,21	30,94			26336,437		
10	158,57	158,57	34,17			5418,336		
						Σ =90387,86		

V.3 Conclusion :

En somme, notre étude a permis d'appliquer la méthode modale spectrale pour évaluer la réponse sismique d'un bâtiment. Les résultats obtenus grâce au logiciel Robot 2021 ont permis de vérifier plusieurs critères, tels que les modes propres de la structure, la période fondamentale, l'effort tranchant à la base, les déplacements inter-étages, l'effet P-Δ, et l'effort normal réduit. Malgré les difficultés rencontrées pour trouver la meilleure disposition des voiles, notamment en raison des contraintes architecturales, le renforcement de la structure par l'ajout de voiles de contreventement a permis d'améliorer la performance sismique de la structure.

En conclusion, cette étude a permis de mettre en évidence l'importance de l'analyse dynamique et sismique pour assurer la sécurité des bâtiments face aux séismes, ainsi que l'efficacité des méthodes de renforcement par l'ajout de voiles de contreventement pour améliorer la résistance sismique des structures existantes.

Etude d'un bâtiment

R+8 Avec sous-sol

Chapitre VI :

Etude des éléments structuraux

VI. Etude des éléments structuraux**VI.1 Introduction**

Dans ce chapitre, l'étude se concentrera sur les éléments résistants de la structure, notamment les poteaux, les poutres et voile. Une analyse détaillée des calculs et des dispositions de ferrailage sera réalisée pour ces éléments. Les calculs de la section d'armature seront basés sur le moment fléchissant et l'effort normal, qui seront fournis par le logiciel AUTODESK Robot structural analysis 2021, le ferrailage sera effectué conformément aux règles techniques spécifiées dans les normes CBA93, BAEL91 et RPA99/V 2003.

VI.2 Etude des poteaux :**VI.2.1 Définition:**

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, ainsi qu'à des moments fléchissants dans les deux directions, ce qui entraîne un calcul en flexion bi-axiale composée. Pour déterminer les sollicitations (N, My, Mz) dans les poteaux, les combinaisons de calcul suivantes sont prises en compte :

Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :

$$E \text{ LU} : 1.35G + 1.5Q$$

Les combinaisons données par les règles du RPA 99 version 2003 :

$$E \pm G + Q$$

$$E \pm 0.8G$$

VI.2.2 Recommandations du RPA99 (version 2003) :**a. Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\varnothing_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone II-a.

– La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

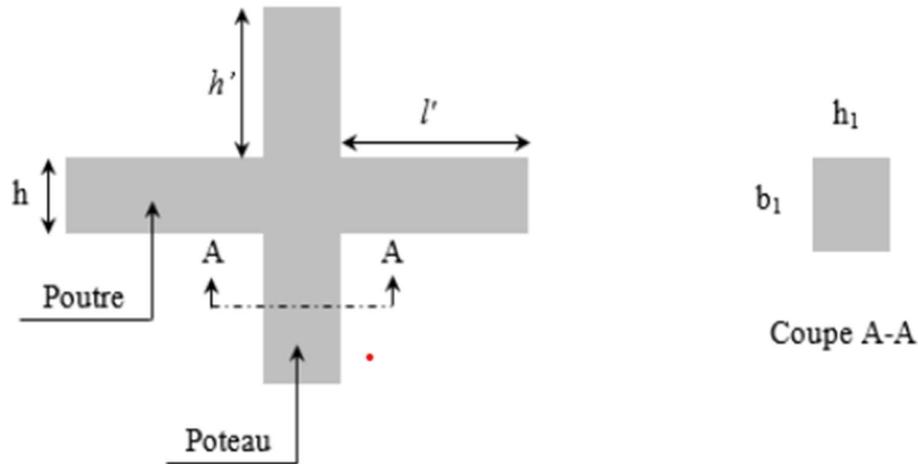


Figure VI-1: Zone nodale

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

b. Armatures transversales:

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho \times Vu}{h_1 \times f_e}$$

Vu : effort tranchant de calcul ;

h : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile ;

Si : l'élancement géométrique $\geq 5 \Rightarrow \rho = 2.5$

L'élancement géométrique $\leq 5 \Rightarrow \rho = 3.75$

St : espacement des armatures transversales.

Dans la zone nodale : $st \leq \min(10 \varnothing_1 ; 15 \text{ cm})$

Dans la zone courante : $st \leq 15 \varnothing_1$

La quantité d'armature transversale $\frac{At}{St.b_1}$ en % donnée comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0.3 \%$

Chapitre VI Etude des éléments structuraux

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0.8 \%$

Si $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ interpoler entre les valeurs limitent précédentes

$\lambda_g = \frac{I_f}{a}$ ou $\frac{I_f}{b}$: L'élançement géométrique du poteau

a , b : Dimension de la section droite des poteaux

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en et diamètre suffisante (\emptyset cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux en cas d'utilisateur des cerces droites individuelles.

VI.2.3 Les sollicitations de calcul:

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robot 2021 les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

A. Pour les sections rectangulaires :

Tableau VI-1 : sollicitation de calcul (section rectangulaire)

Combinaison		section	40x50	45x55	50x60	55x65
		Sollicitation				
ELU	Cas 1	N_{\max} (KN)	580.67	968,41	1371,20	2021,84
		$M_{y\text{corr}}$ (KN. m)	1,18	1,21	0,53	0,86
		$M_{z\text{corr}}$ (KN. m)	1,95	1,17	0,31	0,53
ACC	Cas 1	$M_{y\max}$ (KN. m)	60,65	84,21	129,25	154,49
		N_{corr} (KN)	41,15	480,43	250,61	2752,88
		$M_{z\text{corr}}$ (KN. m)	49,23	-15,79	-10,81	10,94
	Cas 2	$M_{z\max}$ (KN. m)	103,26	107,61	101,80	136,66
		$M_{y\text{corr}}$ (KN. m)	2,13	9,93	0,16	-96,12
		N_{corr} (KN)	105,93	153,55	806,86	2377,16
	Cas 3	N_{\min} (KN)	-133,73	-370,94	-763,36	-1985,30
		$M_{y\text{corr}}$ (KN. m)	40,99	16,43	8,76	131,82
		$M_{z\text{corr}}$ (KN. m)	13,54	4,14	29,59	4,21

B. Pour les sections carrées :

Tableau VI-2: sollicitation de calcul (section carré)

Combinaison		section	50x50	55x55	60x60	65x65
		Sollicitation				
ELU	Cas 1	N_{max} (KN)	424,62	692,66	1004,35	1608,31
		M_{ycorr} (KN.m)	-2,86	-4,33	-5,85	5,35
		M_{zcorr} (KN.m)	-0,41	-2,29	5,26	2,59
ACC	Cas 1	M_{ymax} (KN.m)	40,60	52,12	87,02	171,98
		N_{corr} (KN)	352,35	709,26	-8,71	3030,30
		M_{zcorr} (KN.m)	12,56	-7,21	-29,31	-75,06
	Cas 2	M_{zmax} (KN.m)	-63,83	81,43	52,76	-255,03
		M_{ycorr} (KN.m)	9,98	28,33	-11,90	64,78
		N_{corr} (KN)	137,56	107,66	2060,41	2301,58
	Cas 3	N_{min} (KN)	-88,73	-287,47	-918,70	-2422,74
		M_{ycorr} (KN.m)	-9,86	17,96	9,97	-3,02
		M_{zcorr} (KN.m)	-57,73	9,08	-31,58	-179,10

VI.2.4 Calcul du ferrailage:

Le ferrailage des poteaux sera illustré à travers un exemple de calcul détaillé, tandis que les résultats des calculs pour les autres poteaux seront résumés dans un tableau.

Le dimensionnement de l'armature des poteaux sera effectué en tenant compte de la sollicitation la plus défavorable.

Exemple de calcul:

Nous exposerons un exemple de calcul pour le poteau $(45 \times 45)cm^2$:

Hypothèses de calcul: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible (e = 3cm)} \\ \text{Calcul en flexion composée} \\ \text{Calcul suivant BAEL 91 mod. 99} \end{array} \right.$

Données :

$b=45cm$; $h=45cm$; $d=40.5cm$

VI.2.4.1 Les armatures longitudinales:

Le 1^{er} Cas :

$$N_{\max} = 195,16 \text{ KN}$$

$$M_y = 2,51 \text{ KN.m}$$

$$M_z = -0,62 \text{ KN.m}$$

L'excentricité suivant y:

$$e_0 = \frac{M_y}{N_{\max}} = \frac{2.51}{195.16} = 0.0128 \text{ m} = 1.28 \text{ cm} \leq \frac{h}{12} = \frac{45}{12} = 4 \text{ cm} = 0.04 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve dans la section. Donc elle sera calculée en compression simple.

- **Etat limite de résistance (ELU) :**

$$A'_1 = \frac{N - \beta \times F_{bu}}{\sigma_s} = \frac{195.16 \times 10^3 - (45 \times 45) \times 17 \times 100}{347.82 \times 100} = -98.97 \text{ cm}^2$$

Cette résultat implique que $A'_1 = 0$

- **Etat limite de stabilité de forme (ELSF) :**

$$L_f = 0.7h = 0.7 \times 3.23 = 2.261 \text{ m}$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{h} \leq \max(50 ; 67 \times \frac{e}{h})$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{2.261}{0.45} = 5.02 \text{ Compression excentré.}$$

Le calcul de la section sera en flexion composé :

- **Excentricité :**

$$e_1 = e_0 + e_a = \frac{M}{N} + e_a$$

- **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; \frac{l_0}{250}) = \max(2 \text{ cm} ; \frac{323}{250}) = \max(2 \text{ cm} ; 1.29 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 1.28 + 2 = 3.28 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right) = 1 + 0.2 \left(\frac{5.06}{35} \right) = 1.004$$

$$N' = N \times \alpha_1$$

$$N' = 195,16 \times 1.004 = 195.194 \text{ KN}$$

$$M = N' \times (e_0 + e_a)$$

$$M = 195.94 \times 3.28 \times 10^{-2} = 642.68 \text{ KN.m}$$

Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$$e = \frac{M'_1}{N'} \leq \frac{h}{2} - c_1$$

$$e_1 = \frac{195.194}{642.68} = 0.030m = 3.00 \leq \frac{45}{2} - 3 = 19.5 \text{ Condition vérifié.}$$

Vérification :

$$M'_1 = M' + N' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 642.68 + 195.194 \left(0.40 - \frac{0.45}{2} \right) = 676.85 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 h - 0.81 \times c_1) f_{bu} \times b \times h \leq N'_1 (d - c_1) - M'_1$$

$$(0.337 \times 45 - 0.81 \times 3) \times 17 \times 45 \times 45 \times 10^{-3} = 438.40 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 (d - c_1) - M'_1 = 195.194 \times (0.45 - 0.03) - 676.85 = 594.87 \text{ KN.m}$$

$$676.85 \text{ KN.m} \geq 594.87 \text{ KN.m}$$

✓ Donc la section est partiellement comprimée

Le calcul ferrailage en flexion simple :

$$\mu = \frac{M'_1}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{676.85 \times 10^{-3}}{17 \times 0.45 \times 0.4^2} = 0.392 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.567$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.773$$

$$A = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{676.85}{347.82 \times 0.773 \times 0.54} = 62.94 \text{ cm}^2$$

- **En flexion composé :**

$A' = A'$ pas d'armature comprimée

$$A = A - \frac{N}{\sigma_{st}} = 62.94 - \frac{195.19}{100 \times 347.82} = 62.93 \text{ cm}^2$$

- **Le calcul flexion simple :**

$$\mu = \frac{M'_1}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{82.96 \times 10^{-3}}{17 \times 0.45 \times 0.40^2} = 0.067 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.086$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.965$$

$$A = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{82.96}{347.82 \times 0.965 \times 0.40} = 6.18 \text{ cm}^2$$

- **En flexion composé :**

$A' = A'$ pas d'armature comprimée

$$A = A - \frac{N}{\sigma_{st}} = 6.18 - \frac{195.16}{100 \times 347.82} = 6.17 \text{ cm}^2$$

Le 2^{ème} Cas :

$$M_{Y_{\max}} = -67,09 \text{ KN}$$

$$N = 111,65 \text{ KNm}$$

$$M_z = 1,87 \text{ KNm}$$

- L'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_Y}{N_{\max}} = \frac{-67.09}{111.65} = 0.060 \text{ m} = 6 \text{ cm} \leq \frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5 \text{ cm} = 0.05 \text{ m}$$

le centre de pression est en dehors de la section.

- Etat limite de résistance (ELU) :

$$A'_1 = \frac{N - \beta \times F_{bu}}{\sigma_s} = \frac{111.65 \times 10^3 - (45 \times 45) \times 17 \times 100}{347.82 \times 100} = -98.97 \text{ cm}^2$$

Cette résultat implique que $A'_1 = 0$

- Etat limite de stabilité de forme (ELSF) :

$$L_f = 0.7h = 0.7 \times 3.23 = 2.261 \text{ m}$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{h} \leq \max(50 ; 67 \times \frac{e}{h})$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{2.261}{0.45} = 5.02 \text{ Compression excentré.}$$

Le calcul de la section sera en flexion composé :

- Excentricité :

$$e_1 = e_0 + e_a = \frac{M}{N} + e_a = 1.28 + 2 = 3.28 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; \frac{l_0}{250}) = \max(2 \text{ cm} ; \frac{323}{250}) = \max(2 \text{ cm} ; 1.29 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$N' = N \times \alpha_1 = 111,65 \times 1.004 = 112.09 \text{ KN}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right) = 1 + 0.2 \left(\frac{5.06}{35} \right) = 1.004$$

$$M = N' \times (e_0 + e_a) = 112.09 \times 3.28 \times 10^{-2} = 36.76 \text{ KN.m}$$

Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$$e_1 = \frac{M'_1}{N'} \leq \frac{h}{2} - c$$

$$e_1 = \frac{36.76}{112.09} = 3.27 \text{ cm} \leq \frac{45}{2} - 3 = 19.5 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification:

$$(0.337h - 0.81 \times c_1) f_{bu} \times b \times h \leq N'(d - c_1) - M'_1$$

$$M'_1 = M' + N'(d - \frac{h}{2}) = 36.76 + 112.09 \left(0.4 - \frac{0.45}{2} \right) = 56.375 \text{ KN.m}$$

Chapitre VI Etude des éléments structuraux

$$N'(d - c_1) - M'_1 = 112.09 \times (0.4 - 0.03) - 56.375 = 14.90 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \times 45 - 0.81 \times 3) \times 17 \times 45 \times 45 \times 10^{-3} = 438.40 \text{ KN.m}$$

$$438.40 \text{ KN.m} \geq 14.90 \text{ KN.m}$$

✓ Donc, la Section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple .

- **Le calcul flexion simple :**

$$\mu = \frac{M'_1}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{56.375 \times 10^{-3}}{17 \times 0.45 \times 0.4^2} = 0.046 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.059$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.976$$

$$A = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{56.375}{347.82 \times 0.976 \times 0.4} = 4.19 \text{ cm}^2$$

En flexion composé :

$A' = A'$ pas d'armature comprimée

$$A = A - \frac{N}{\sigma_{st}} = 4.19 - \frac{111.665}{100 \times 347.82} = 4.18 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

BAEL :

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.2 \times b \times h}{100}; \frac{8(b+h)}{100}\right) = \max\left(\frac{0.2 \times 45 \times 45}{100}; \frac{8(45+45)}{100}\right) = \max(4.05; 8) \text{ cm}^2 = 8 \text{ cm}^2$$

RPA :

$$A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = 0.8\% \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{y \text{ acc}}; A_{y \text{ ELU}}) = 6.18 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_t; A_{\text{BAEL}}; A_{\text{RPA}}) = 6.17 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 8HA14 = 12.32 cm²

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-3: Les résultats des ferrillages retenus pour les poteaux

Niveaux	Section (Cm ²)	A cal BAEL(cm ²)	A min RPA (cm ²)	Choix	A adopté
Sous-sol RDC 1 ^{er} étage	55x65	61.2	29	20HA20	62.8
	65x65	76.8	34	20HA+8HA16	77.88
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x60	22.8	24	12HA16	24.12

étages	60x60	26	29	16HA16	32.16
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	45x55	11.20	20	10HA16	20.10
	55x55	9.2	24	12HA16	24.12
6, 7, et 8 ^{ème} étages	40x50	12.4	16	6HA16+4HA14	18.22
	50x50	8.6	20	10HA16	20.10

VI.2.4.2 Les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h \times f_e}$$

$$A_t = \frac{t \times \rho \times V_u}{h \times f_e} = \frac{15 \times 3.75 \times 20.53}{45 \times 400 \times 10^2} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{221}{45} = 4,91 < 5$$

Avec : $l_f = 0.7 \times 3.23 = 221$

Si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$ ($\rho = 3.75$)

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler ente la valeur limite précédentes.

$$A_{\min} = 0.3\% \times t \times b = 0.3\% \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.8\% \times t \times b = 0.8\% \times 10 \times 45 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Diamètre (BAEL91) : $\phi \geq \frac{\phi_{L \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$

On adopte: $\phi = 8 \text{ mm}$

- **Escapement (BAEL91):**

$$S_t \leq \text{Min} (40 \text{ cm} ; 15\phi_{L \min} ; 10 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{Min} (40 \text{ cm} ; 15 \times 1.4 ; 10 \text{ cm}) = 21 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Espacement (RPA99 version 2003) :**

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (10\phi_L ; 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{Min} (10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_L = 18 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 15 \text{ cm}$$

Chapitre VI Etude des éléments structuraux

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-4: Armatures transversales dans les poteaux

Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{er} Etage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section cm ²	55x65	55x65	55x65	50x60	45x55	40x50
Øl max (cm)	2	2	2	1.6	1.6	1.6
L ₀ (m)	2.66	4.7	2.83	2.83	2.83	2.83
l _f (m)	1.86	3.29	1.98	1.98	1.98	1.98
λ _g	2.86	4.9	3.04	3.3	3.6	3.9
ρ _a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
V _u (KN)	55.62	52.01	51.77	44.35	32.07	37.46
St zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
St zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A _t cal(cm ²)	0.14	0.11	0.11	0.10	0.08	0.10
A _t min(cm ²)	1.65	1.65	1.65	1.50	1.35	1.20
A _t adopté (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
Nombre des cadres	4T8	4T8	4T8	4T8	4T8	4T8

VI.2.4.3 Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le [4] (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-5: Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l_f (cm)	λ	ρ_d	d	V_u (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Vérification
Sous-sol	55x65	1.86	2.86	0.04	62	55.62	0.153	1.2	Vérifiée
RDC	55x65	3.29	4.9	0.04	62	52.01	0.153	1.2	Vérifiée
1 ^{er} étage	55x65	1.98	3.04	0.04	62	51.77	0.151	1.2	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	50x60	1.98	3.3	0.04	57	44.35	0.155	1.2	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	45x55	1.98	3.6	0.04	52	32.07	0.137	1.2	Vérifiée
6, 7, et 8 ^{ème} étages	40*50	1.98	3.9	0.04	47	37.46	0.199	1.2	Vérifiée

VI.2.4.4 Dispositions constructives :

- **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \times \varnothing_L = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur des crochets : $L = 10 \times \varnothing_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$.

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \varnothing$;

$\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$; On adopte : $l_r = 70 \text{ cm}$

$\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$; On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$

$\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$; On adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$.

- **Calcul de la zone nodale (RPA99 version 2003) :**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques) :

$$L' = 2 \times h$$

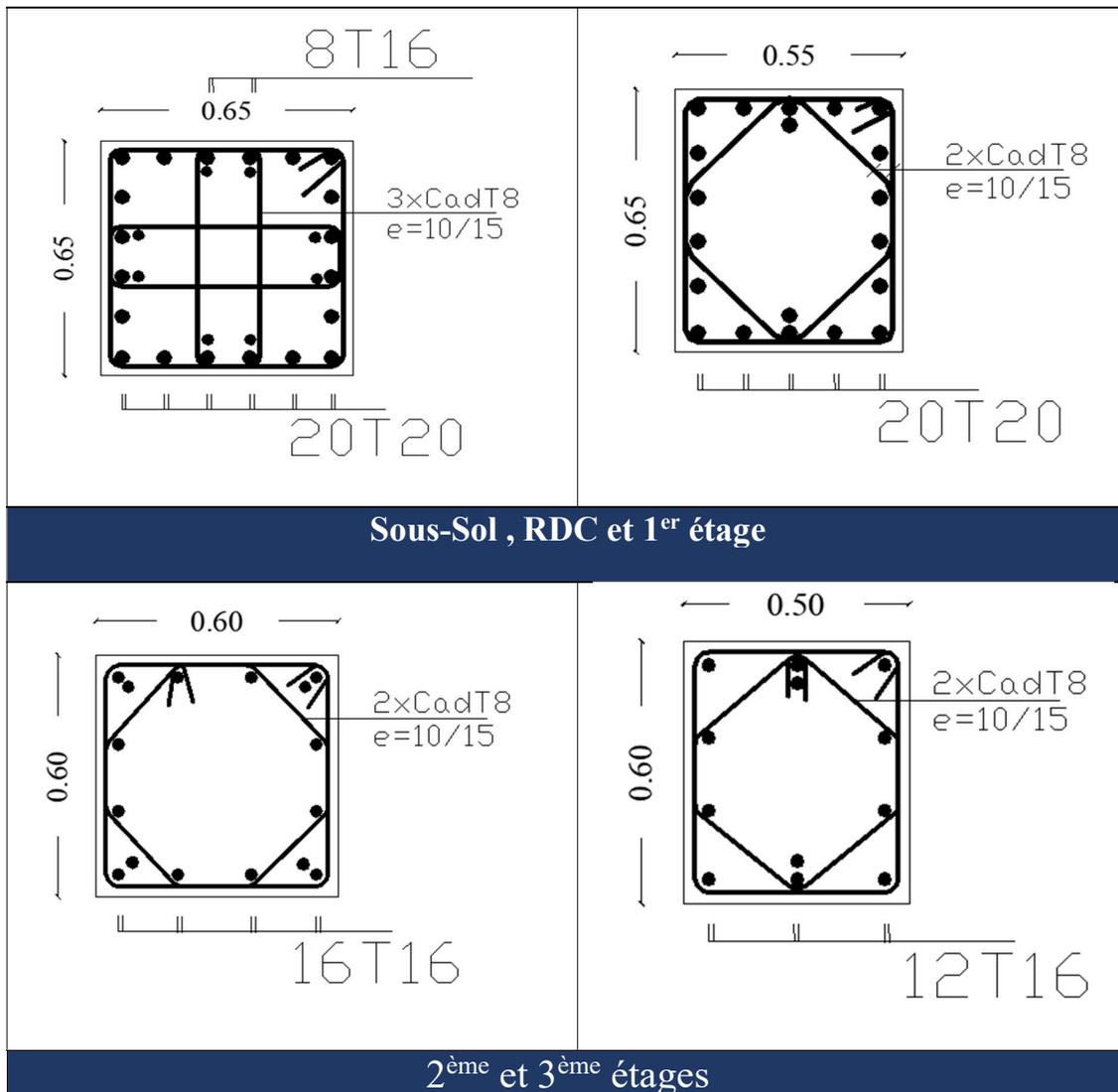
$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right)$$

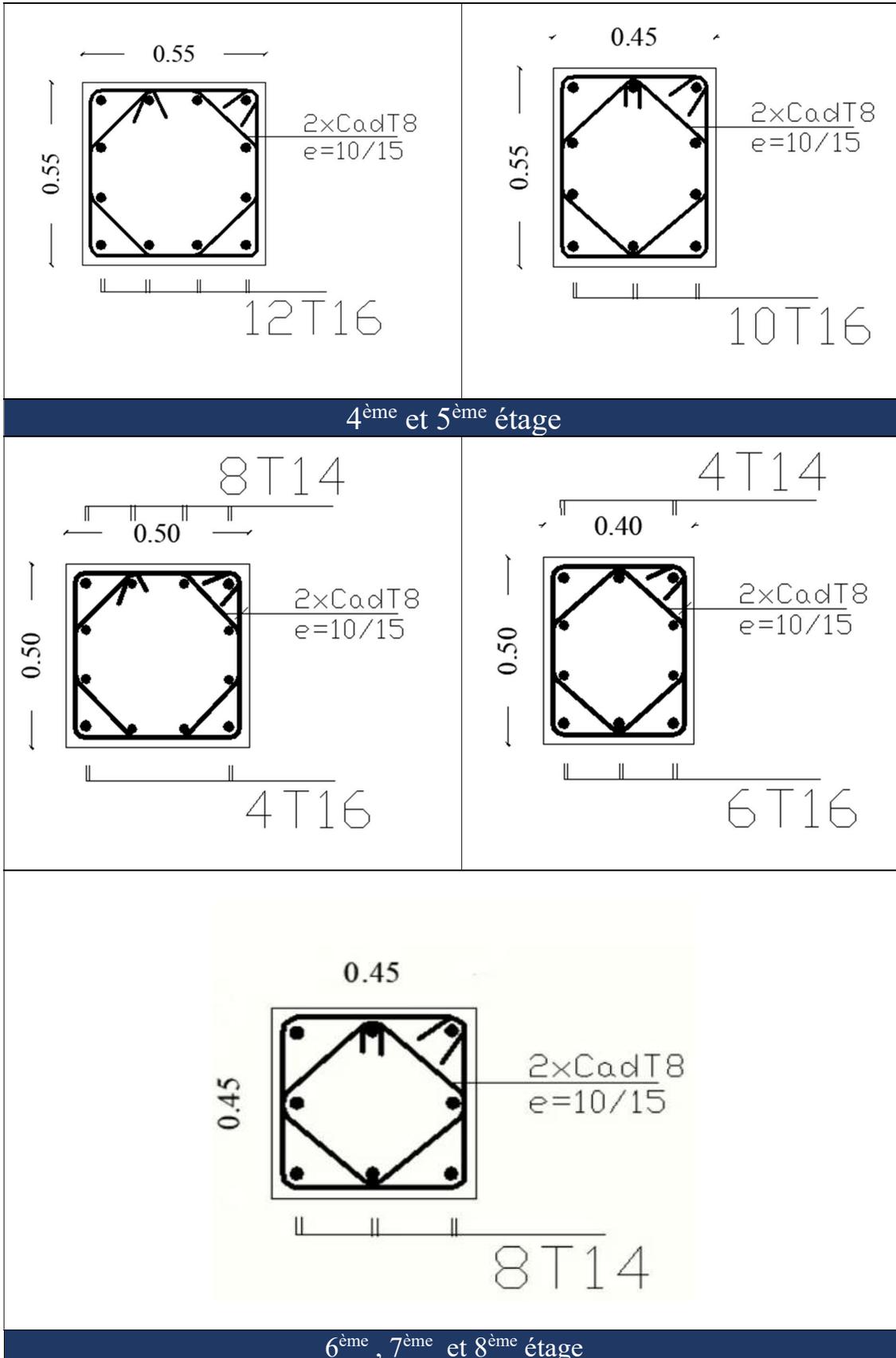
Tableau VI-6: Détermination de la zone nodale

Niveaux	Sous-sol	RDC	1 ^{er} Etage	2eme Et 3eme étage	4eme Et 5eme étage	6eme Et 7eme et 8eme étage
Sections	55x65	55x65	55x65	50x60	45x55	40x50
$h'(cm)$	65	65	65	60	55	50
$L'(cm)$	130	130	130	120	110	100

VI.2.5 Schéma de ferrailage :

Tableau VI-7: Schémas de ferrailage des poteaux.





VI.3 Etude des Poutres :**VI.3.1 Définition :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/Version 2003 et celles données par le BAEL91.on combiné par :

VI.3.2 Les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99**Version 2003:**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

ACC : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$ (RPA99/Version 2003)

VI.3.3 Recommandation du RPA99/V2003 :**a) Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\%bxh$ en toute section

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% (bxh) En zone courante.

6%(bxh) En zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de :

40ϕ En zone II-a.

Avec :

ϕ_{max} : est le diamètre maximale utilisé.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure VI.2**, avec des crochets à 90° .

- Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% \text{ st} \times h$

Avec : St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min \left(\frac{H}{4} ; 12 \times \phi l \right) \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$St \leq \frac{H}{4} \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale.}$$

Avec :

h : La hauteur de la poutre.

- La valeur du diamètre ϕl des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Dispositions constructives des portiques (RPA 99/Version 2003 Figure 7.5) :

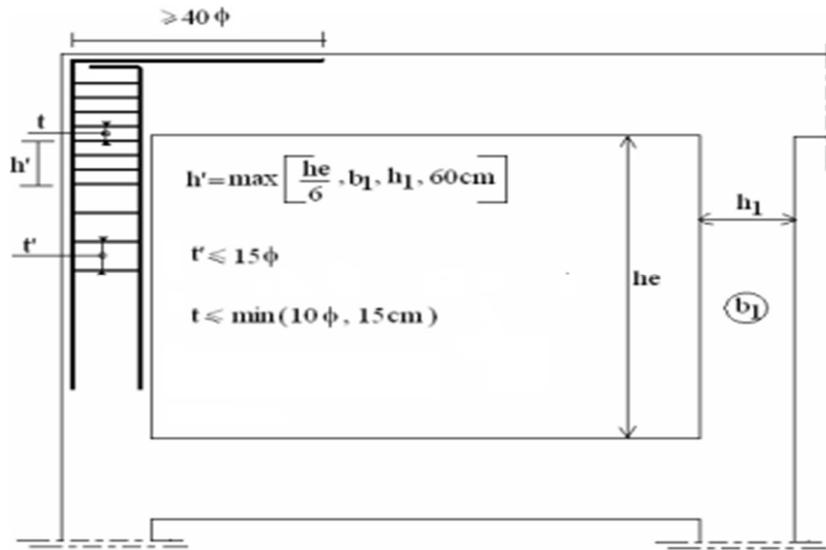


Figure VI-2: Dispositions constructives pour le ferrailage des poteaux (RPA99).

VI.3.4 Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c2}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

VI.3.5 Calcul du ferrailage (poutre) :

Le ferrailage des poutres est calculé à partir des sollicitations maximales déduites du logiciel AUTODESK Robot Structural Analysis 2021, elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI-8: sollicitation de calcul des poutres

Poutres	En appuie			En travée		
	ELU	ELS	ACC	ELU	ELS	ACC
Poutre principale (30x40)	-85.45	-62.03	69.08	58.56	42.83	34.54
			-124.53			-62.265
Poutre principale (30x55)	-85.78	-62.83	-106.20	82.34	60.30	74.30
Poutre principale (30x50)	-60.78	-44.59	-187.49	19.73	14.53	93.75
			157.07			78.535
Poutre secondaire (30x30)	-24.76	-18.03	52.98	20.07	14.56	26.49
			-58.76			-29.38

VI.3.5.1 Ferrailage longitudinale :

Exemple de calcul : Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre secondaire (30×30)cm².

Le calcul du ferrailage est en flexion simple : $h = 30\text{cm}$, $b = 30\text{cm}$, $d = 0.9h = 27\text{cm}$

$f_{c28} = 30\text{MPa}$, $f_{t28} = 2.4\text{MPa}$, $f_{bu} = 17\text{MPa}$, $\sigma_s = 348\text{MPa}$

ELU (1.35G+1.5Q) :

- **Travée :** $M_{ut} = 20.07\text{KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.07}{30 \times 27^2 \times 17} = 0.055 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 0.0699$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.972$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20.071 \times 10^{-3}}{0.972 \times 27 \times 348} = 2.20\text{cm}^2$$

- **Appuis :** $M_a = -24.76\text{KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{24.76}{30 \times 27^2 \times 17} = 0.0665 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 0.0862$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.9655$$

$$A_{sa} = \frac{24.76}{0.965 \times 27 \times 348} = 2.73\text{cm}^2$$

La suite des calculs sont résumés dans le tableau si dessous :

Tableau VI-9: Les résultats des ferrailages retenus pour les poutres

Type de poutre	localisation	A_{calcul}	$A_{min\text{RPA}}$	$A_{min\text{BAEL}}$	$A_{adopté}$	N^{bre} de barres
Poutre principale 30x40	travée	7.20	6	1.50	15.27	3HA16+6HA14
	appuis	15				
Poutre principale 30x55	travée	4.7	8	2.04	12.06	3HA16+3HA16
	appuis	5.30				
Poutre principale 30x50	travée	9.5	8	1.9	21.49	3HA20+6HA16
	appuis	19.4				
Poutre secondaire 30x30	travée	5.30	8	1.9	15.27	3HA16+6HA14
	appuis	11				

Vérification des armatures selon le RPA99/version2003

• Longueur de recouvrement :

$L_r > 40 \times \phi$ en (zone II-a)

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 1,6 = 64\text{ cm}$; on adopte $L_r = 70\text{ cm}$

$\phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$; on adopte $L_r = 60\text{ cm}$

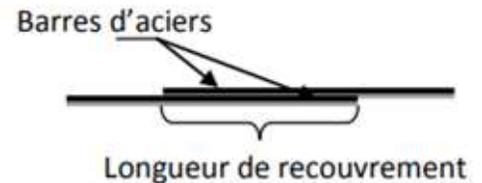


Figure VI-3: longueur de recouvrement

Pourcentage maximum des armatures longitudinales

En zone courante

Poutre principale (30×40) : $A_{max} = 4\% b h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2 > A_{adopté}$

Poutre principale (30×55) : $A_{max} = 4\% b h = 0.04 \times 30 \times 55 = 66\text{cm}^2 > A_{adopté}$

Poutre principale (30×50) : $A_{max} = 4\% b h = 0.04 \times 30 \times 50 = 60\text{cm}^2 > A_{adopté}$

Poutre secondaire (30×30) : $A_{max} = 4\% b h = 0.04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement

Poutre principale (30×40) : $A_{max} = 6\% b h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2 > A_{adopté}$

Poutre principale (30×55) : $A_{max} = 6\% b h = 0.04 \times 30 \times 55 = 54\text{cm}^2 > A_{adopté}$

Poutre principale (30×50) : $A_{max} = 6\% b h = 0.04 \times 30 \times 50 = 48\text{cm}^2 > A_{adopté}$

Poutre secondaire (30×30) : $A_{max} = 6\% b h = 0.04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2 > A_{adopté}$

VI.3.5.2 Calcul des armatures transversales :

a) Diamètre des armatures transversales:

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

Poutres principales :

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{40}{35}; \phi_l; \frac{30}{10} \right) \rightarrow (1.14\text{cm}; 12; 3) \rightarrow \text{On adopte } \phi_t = 10\text{mm}$$

$A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier) .

Poutres secondaires :

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{40}{35}; \phi_l; \frac{30}{10} \right) \rightarrow (0.85\text{cm}; 12; 3) \rightarrow \text{On adopte } \phi_t = 10\text{mm}$$

b) Calcul des espacements des armatures transversales

D'après le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) on a :

Zone nodale : $s_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times 1.4 \right) = \min (7.5\text{cm}; 10.8\text{ cm}) = 7.5\text{ cm}$

En dehors de la zone nodale (courante) : $s_t \leq \frac{h-30}{2} = 15 \text{ cm}$

c) Vérification des sections d'armatures transversales

Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 30 \times 10 = 0.9 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2$

$A_t > A_t^{min}$ Condition vérifiée

VI.3.5.3 Vérification au cisaillement :

Pour calculer la contrainte de cisaillement ou contrainte tangente, on applique l'expression suivante :

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

V_u : Effort tranchant en N ;

τ_u : Contrainte tangentielle enMPa;

$b = 300 \text{ mm}$: Largeur de la section ; $d = 270 \text{ mm}$: Hauteur utile de la section

La contrainte tangentielle conventionnelle doit satisfaire aux états limites suivants :

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.2 \frac{30}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI-10: Vérification des contrainte de cisaillement

Poutres	V_u (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observation
Poutre principale (30×40)	98.55	0.91	4	Vérifiée
Poutre principale (30×50)	68.03	0.50	4	Vérifiée
Poutre principale (30×55)	114.38	0.77	4	Vérifiée
poutre secondaire (30×30)	31.39	0.38	4	Vérifiée

VI.3.5.4 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right)$

Tableau VI-11: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$A_l (cm^2)$	$V_u (KN)$	$M_a (KN.m)$	$A_l^{rive} (cm^2)$	$A_l^{int} (cm^2)$	Observation
Poutre principale (30×40)	15.27	98.55	-85.45	0.25	0.30	Vérifiée
Poutre principale (30×50)	21.49	68.03	-60.78	0.25	0.20	Vérifiée
Poutre principale (30×55)	12.06	114.38	-85.78	0.17	0.33	Vérifiée
Poutre secondaire (30×30)cm ²	15.27	31.39	-24.76	0.07	0.10	Vérifiée

VI.3.5.5 Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa ; \sigma_{bc} \leq 15MPa$$

Tableau VI-12: Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres		$M_{ser} (MN)$	$I (Cm^3)$	$Y (Cm)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	Verification
Poutre principale	travée	42.83	4000	18.5	7.2	vérifiée
	appuis	62.03			6	
Poutre secondaire	travée	14.53	67500	16	0.9	Vérifiée
	appuis	18.03			3.5	

VI.3.6 Schéma de ferrailage :

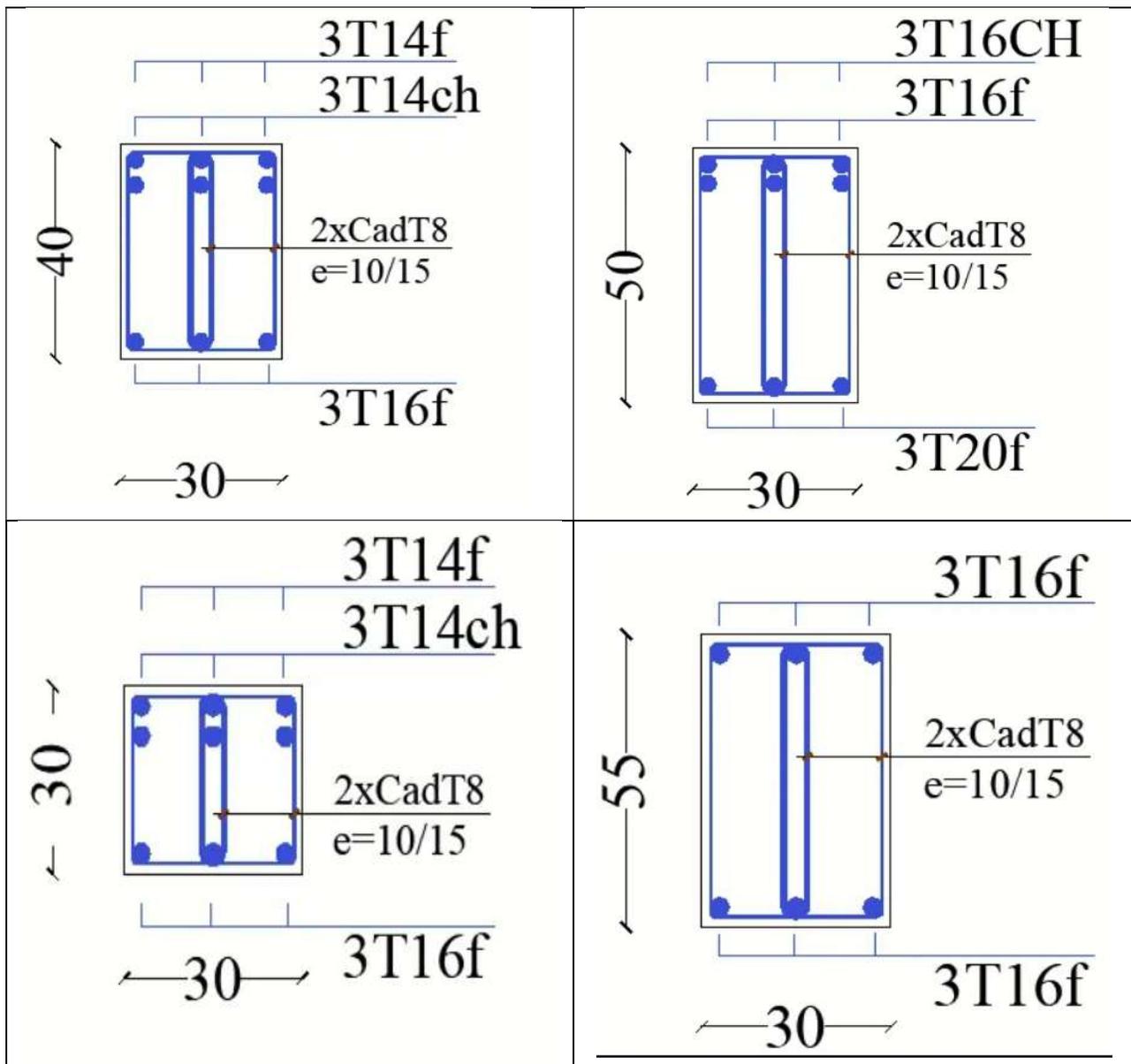


Figure VI-4: schéma de ferrailage de poutres principale et secondaire

VI.4 Etude de ferrailage des voiles

VI.4.1 Définition :

Les voiles d'une structure en béton armé ont deux fonctions principales : transmettre les charges verticales jusqu'aux fondations et servir de contreventement pour la structure. Le contreventement de la structure permet de lutter contre les actions de type sismique ou de vent et assure donc une bonne stabilité et rigidité de l'ouvrage. Comme ce projet se situe en zone sismique, les sollicitations des différents cas sismiques sont prises en compte pour le calcul des armatures des voiles. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

VI.4.2 Déterminer des contraintes maximales agissantes

Un voile en BA est soumis à un effort normal dû à l'ensemble des charges verticales, à un moment fléchissant qui est dû principalement à l'action sismique et à un effort tranchant ; il est sollicité en **flexion composée**.

Nous procédons à la détermination de la section d'armatures par les combinaisons suivantes (Art 5.2, RPA 2003) :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Nous procédons d'abord à la détermination des contraintes maximales (compression et traction) sollicitant le voiles et qui sont induites par le couple (M, N), les contraintes sont données par les deux expressions suivantes :

$$\sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M}{I}V$$

Avec :

- $NetM$: Effort normal et le moment
- A : Section transversale du voile
- I : Moment d'inertie du voile
- v : Demi-largeur du voile

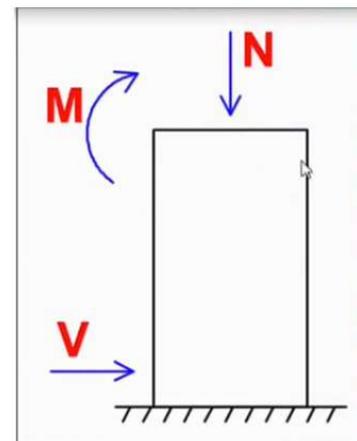


Figure VI-5: sollicitation des voiles

Le calcul des contraintes est effectué en considérant les valeurs des efforts extrêmes sous les combinaisons sismiques citées plus haut :

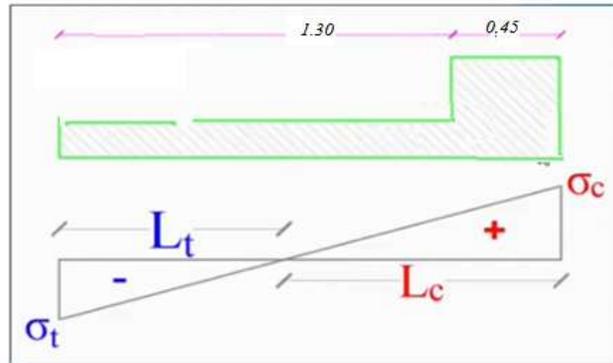


Figure VI-6: voiles partiellement tendue

$$\begin{cases} N_{max}, M_{corr} \\ N_{min}, M_{corr} \\ M_{max}, N_{corr} \end{cases}$$

VI.4.2.1 Caractéristiques géométrique du voile :

Tableau VI-13: caractéristique géométrique du voile

σ_{bna}	a	L	A	I	V
8.39	0,25	1.75	0,8	0,68267	1.1

Les contraintes maximales pour chacun des 3 cas, les valeurs sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-14: représentant contraintes maximales du voile

	NOM	TYPE	N(KN)	M (KN.m)	H(KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt
1	ELU	ELU	1092,36	-11,64	-36,46	2,59	2,41	0.84
2	G+Q+EX	ACC	-94,6	735,18	114,66	-5,98	5,55	0.91
3	G+Q-EX	ACC	1691,35	-752,22	-167,94	9,76	-2,03	0.30
4	0.8G+EX	ACC	-331,87	737,59	122,62	-6,54	5,02	0.99
5	0.8G-EX	ACC	1454,07	-749,8	-159,98	9,20	-2,55	0.38

Combinaison défavorable : 0.8G+EX car $l_t = 0.99m$ la plus grande .

VI.4.3 Calcul du ferrailage :

Nous déterminons le ferrailage du voile avec la valeur de sa contrainte maximale de traction, ensuite nous appliquons la même section d'armature au niveau de la partie comprimée du voile.

Afin de procéder au ferrailage, nous divisons le voile en 2 zones :

- Zone d'about
- Zone courante

VI.4.3.1 Zone d'about

C'est la partie la plus sollicitée du voile, sa largeur est prise généralement égale à 25cm.

Nous déterminons la contrainte moyenne de la zone d'about suivant le schéma suivant :

$$\sigma_1 = -4,90MPa$$

$$\sigma_{moy1} = (\sigma_t + \sigma_1)/2 = -5,72MPa$$

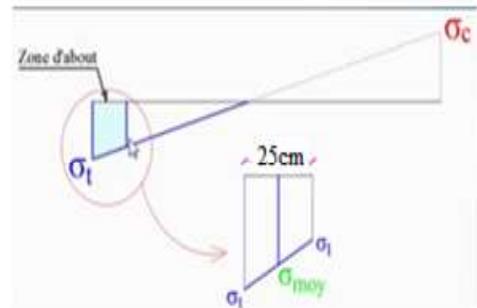


Figure VI-7: contraintes moyennes des zones d'about



Figure VI-8: les longueurs des zones

A partir de la valeur de la contrainte moyenne, on détermine l'effort normal de traction de la zone d'about et ensuite nous déterminons le ferrailage :

$$N_{moy} = \sigma_{moy} \times A_{about}$$

A_{about} : Aire de la section de la zone d'about

$$A_{about} = 0,25 \times a = 0,25 \times 0,25 = 0,0625 m^2 = 62500 mm^2$$

$$N_{moy} = 5,72 \times 62500 = 357500N$$

$$A_{s,about} = \frac{N_{moy}}{f_e/\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1$ (Cas accidentel)

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$$A_{s,about} = \frac{357500}{400} = 893,75 \text{ mm}^2 = 8,94 \text{ cm}^2$$

VI.4.3.2 Zone courante

La zone courante est moins sollicitée et plus importante en terme de surface.

Une partie de la zone courante est sollicitée en traction et l'autre en compression. Dans notre calcul, nous considérons seulement la zone tendue et nous appliquons le même ferrailage pour la totalité de la zone courante du voile. Nous déterminons la contrainte moyenne de traction de la zone courante, puis, nous calculons le ferrailage.

Le schéma suivant illustre la partie de la zone courante auquel le calcul va être effectué :

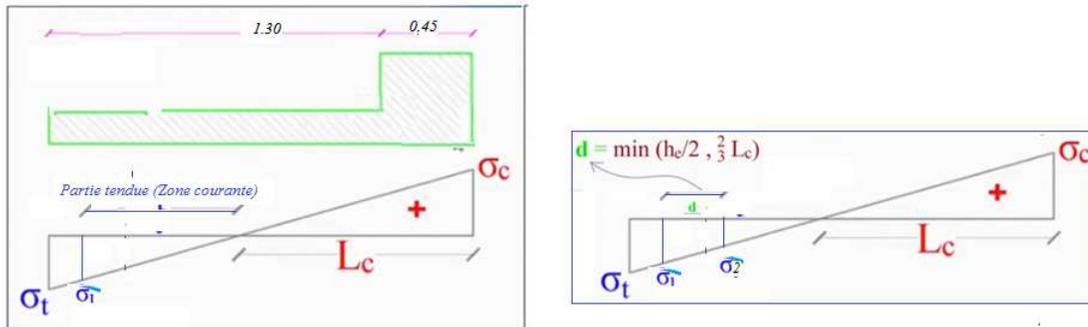


Figure VI-9: schéma de la zone courante

$$d = \min\left(h_e/2, \frac{2}{3}L_c\right)$$

$L_c = 0,76 \text{ m}$: Longueur de la zone comprimée du voile

$h_e = 4,60 \text{ m}$: Hauteur libre du voile (sous poutre)

Nous prenons une bande de largeur d de la zone courante tendue, nous déterminons la contrainte moyenne, puis nous déterminons la section d'armatures, et enfin, on généralise la section de ferrailage trouvé sur toute la zone courante.

Si on trouve la largeur de la bande d supérieure à celle de la zone tendue, on calcule alors, avec la contrainte moyenne de la totalité de la partie tendue.

$$d = \min\left(h_e/2, \frac{2}{3}L_c\right) = \min(2,3,0,51) = 0,51 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = -4,90MPa$$

$$\sigma_2 = -1,52MPa$$

$$\sigma_{moy2} = (\sigma_1 + \sigma_2)/2 = 3,21MPa$$

$$N_{moy} = \sigma_{moy2} \times A_{courante}$$

$$A_{bande} = 0.51 \times 0.25 = 0,1275 m^2 = 127500 mm^2$$

$$N_{moy} = 3,21 \times 127500 = 409275N$$

$$A_{s,bande} = \frac{N_{moy}}{f_e/\gamma_s} = 1023,19mm^2 = 10,23 cm^2$$

$$A_{s,courante} = 12,79 cm^2$$

La section d'armature pour une seule nappe : $A_{s,courante}/2 = 6,40 cm^2$

Choix des barres :

-Zone d'about : 6HA= 12.06cm² (disposés sur les deux nappes) ; avec un espacement égale a 10cm

-Zone courante : Pour chaque nappe de voile, on pose une section d'armatures en 6T12 (6,79 cm²) avec un espacement de 15cm, donc on aura au total une section en 12T12 disposée sur la totalité de la zone courante.

Les armatures horizontales : on dispose des barres en T12 espacées de 15cm sur toute la hauteur du voile. On prévoit aussi des épingles en T8 pour relier les deux nappes d'armatures (4U/m²), ces épingles sont disposées sur l'ensemble de la zone courante du voile, tandis que les barres de la zone d'about, elles sont ligaturées avec des cadres/épingles en T8 et espacées de 15cm.

VI.4.3.3 Vérification de l'effort normal ultime : BAEL 91

Après avoir déterminé le ferrailage du voile, nous procédons maintenant à la vérification de l'effort normal ultime $N_{u,lim}$ que peut supporter le voile selon la formule suivant :

$$N_u \leq N_{u,lim} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

On fait la vérification pour ka zone d'about qui est la plus sollicitée.

Chapitre VI Etude des éléments structuraux

- N_u : L'effort normal max à l'ELU (Situation accidentelle)
- B_r est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = 23 \times 23 = 529 \text{ cm}^2$);
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :
 $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.
- Coefficient de sécurité de l'acier tel que :
 $\gamma_s = 1$ situation accidentelle.
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$:
- α : Coefficient en fonction de l'élanement λ du voile

$$L_f = 0.85l_0 = 3,91 \text{ m} \quad \text{avec } l_0 = 4,60 \text{ m} : \text{Hauteur libre du voile (sous poutre)}$$

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 72,2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = 54$$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 = 0.51 \quad \text{pour } 50 < \lambda = 54 \leq 70$$

$$A_{s,about} = 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,lim} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] = 759.2 \text{ KN}$$

L'effort normal maximum de compression agissant sur la zone d'about est déterminé de la même façon que pour la précédemment :

Nous déterminons la contrainte moyenne de la zone d'about suivant le schéma suivant :

$$\sigma_c = 5,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 2,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = (\sigma_c + \sigma_1)/2 = 3,53 \text{ MPa}$$

A partir de la valeur de la contrainte moyenne, on détermine l'effort normal de compression de la zone d'about:

$$N_{moy} = \sigma_{moy} \times A_{about}$$

A_{about} : Aire de la section de la zone d'about

$$A_{about} = 450 \times 600 = 121500 \text{ mm}^2$$

$$N_{moy} = 3,53 \times 121500 = 428895 \text{ N} = 428,89 \text{ KN}$$

$$N_{u,lim} = 759,2 \text{ KN} > N_u = 428,89 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

VI.4.3.4 Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier la contrainte tangentielle maximale,

$$\tau_u = \frac{V}{ad} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28} = 5MPa \quad (\text{RPA/ Art.7.7.2})$$

$$\tau_u = \frac{V}{ad} = \frac{122.62 \times 1000}{250 \times 0.9 \times 1750} = 0.31MPa < \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28} = 5MPa \quad \text{Condition Verifiée}$$

VI.4.4 Schéma de ferrailage :

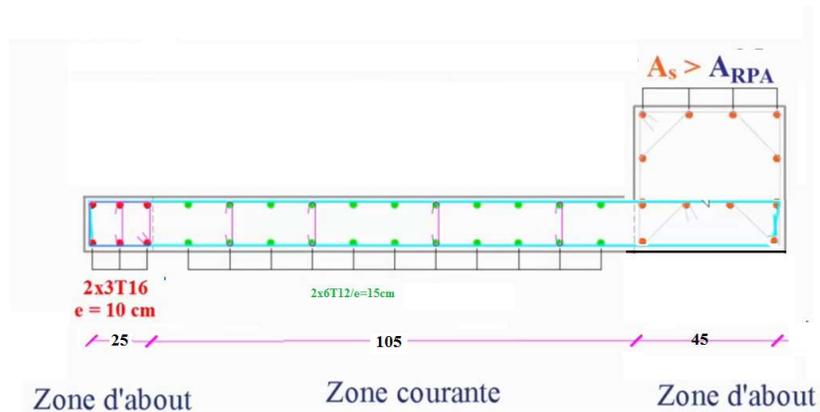


Figure VI-10: schéma de ferrailage du voile

Etude d'un bâtiment

R+8 Avec sous-sol

Chapitre VII :
Etude de l'infrastructure

VII. Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont les éléments de l'ouvrage qui entrent en contact avec le sol et assurent la transmission des charges provenant de la superstructure. Elles représentent une composante essentielle de l'ouvrage, car leur conception et leurs exécutions correctes conditionnent la stabilité et la performance globale de la structure.

Les fondations superficielles sont mises en place lorsque les couches de sol capables de supporter la structure se trouvent à faible profondeur. Ces fondations peuvent prendre différentes formes en fonction des éléments qu'elles supportent :

- Une semelle isolée (sous les poteaux) .
- Une semelle filante (sous les murs ou plusieurs poteaux) .
- Un radier (sous toute la structure ou une partie de celle-ci) .

le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.
- La distance entre axes des poteaux.

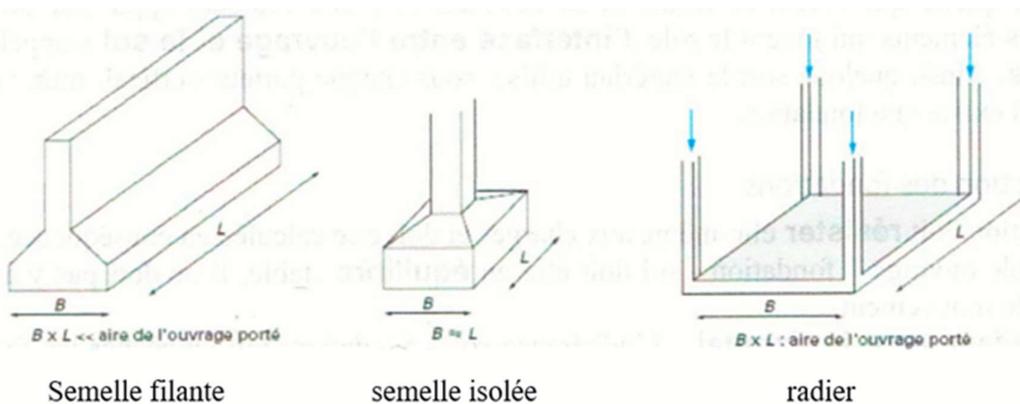


Figure VII-1 : les types de fondations

VII.2 Combinaison de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne [7], Article 10.1.4.1), se fait sous les combinaisons suivantes:

Combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 \times G \pm E$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q$$

VII.3 Reconnaissance du sol :

Afin de réaliser une fondation appropriée, il est essentiel de posséder une compréhension précise de l'état des lieux environnants où la construction sera érigée. De plus, il est primordial d'obtenir des informations aussi détaillées que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches constituant le sol.

VII.4 Choix du type de fondation

VII.4.1 Vérification de la semelle isolée :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

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

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{sol} :: \text{Contrainte admissible du sol} \\ N : \text{L'effort normal service exercé sur la fondation} \\ S : \text{surface d'appui de la semelle} \end{array} \right.$$

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a x b), donc $S = A \times B$

$$N = 3107,22 \text{ kN} ; \bar{\sigma}_{sol} = 0.1 \text{ Mpa} = 100 \text{ kpa}$$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} ; \rightarrow \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \rightarrow B = \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \bar{\sigma}_{sol}}} ; \text{AN: } B = 5.13 \text{ m}$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, car la plus grande distance entre axes des poteaux dans le sens y-yest de 4.40m, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VII.4.2 Vérification des semelles filantes

On choisit une semelle filante, de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de 5 poteaux.

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

On choisit le Portique le plus sollicité :

$$\text{Avec : } \begin{cases} B : \text{ Largeur de la semelle} \\ L : \text{ Longueur de la semelle.} \\ N = \sum N_i \end{cases}$$

$$N_1 = 1265.44\text{KN} ; N_2 = 1814.56\text{KN} ; N_3 = 1636.61\text{KN} ; N_4 = 1590.80\text{KN} ; N_5 = 1597.95\text{KN}$$

$$N = \sum N_i \rightarrow N = 7905.36 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = 5.06 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, Donc on doit passer à un radier général.

VII.4.3 Vérification du radier général

VII.4.3.1 Définition :

Ce sont des fondations en gros béton, de faible profondeur (entre 60cm et 1m). Elles sont utilisées quand le sol est consistant et possédant une capacité portante suffisante.

VII.4.3.2 Prédimensionnement du radier:

Epaisseur du radier {la nervure la dalle} :

L'épaisseur de la dalle : L'épaisseur h_d de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{max}=4.40 \text{ m}$ ».

D'où : $h_d \geq 22\text{cm}$; on prend: 50cm

L'épaisseur de la nervure :

L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{440}{10} = 44cm$$

D'où : $h_n \geq 44cm.$; on prend : 90cm

La largeur de la nervure :

$$0.4 \times h_n \leq b \leq 0.7 \times h_n \Rightarrow 0.4 \times 70 \leq b \leq 0.7 \times 70$$

$$28 \text{ cm} \leq b \leq 49 \text{ cm} \quad \text{On adopte : } b = 40 \text{ cm}$$

Condition de la longueur élastique :

$$L_e = \left(\frac{4 \times EI}{K \times b} \right)^{\frac{1}{4}} = \frac{4 \times 3.21 \times 10^6 \times 0.0285}{4000 \times 1} \geq \frac{2 \times L_{max}}{\pi}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives ($L_{max} = 4.4m$).

E : Module d'élasticité du béton $E = 3.21 \times 10^6 t/m^2$.

b : Largeur de la nervure .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. Pour un sol moyen .

($K = 4000t/m^3$) .

$$D'où : h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times k \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}} = 1.1m$$

La valeur de l'épaisseur de la nervure à adopter est : $h_r = 140 \text{ cm}$

Surface radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} > \sigma_{adm}$$

$$N = N_{ser} = 6044.76t$$

$$S_{rad} \leq \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}} = \frac{6044.76}{18} = 335.82m^2$$

On a surface du bâtiment est : $S_{bat} = 510 \text{ m}^2$

$$S_{bat} = 510 \text{ m}^2 \leq S_{rad} = 335.82 \text{ m}^2 \text{ avec débord.}$$

On prend un débord de 100cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{rad} = 590 \text{ m}^2$.

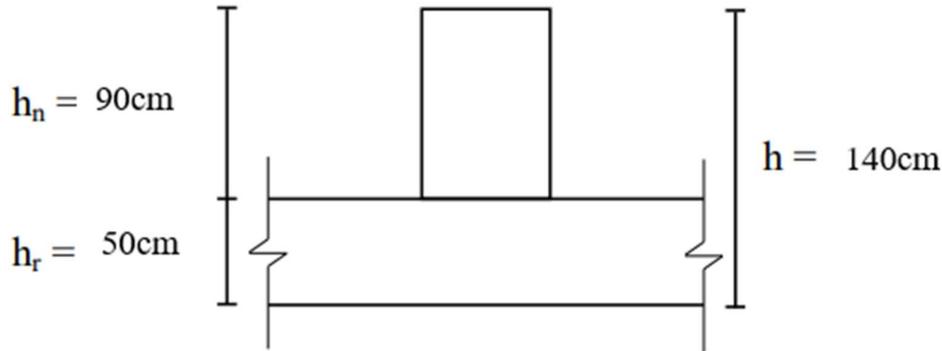


Figure VII-2: les dimensions du radier général

VII.4.3.3 Vérifications nécessaires

1. Vérification de la contrainte dans le sol :

Sous l'effet du moment renversant, la répartition des contraintes sous le radier devient non uniforme. Cette répartition peut prendre la forme d'un diagramme triangulaire ou trapézoïdal, où la contrainte moyenne ne doit en aucun cas dépasser la contrainte admissible du sol. Il est essentiel de prendre en compte cette variation des contraintes afin d'assurer la stabilité et la sécurité de la fondation.

Distribution des contraintes à l'ELS :

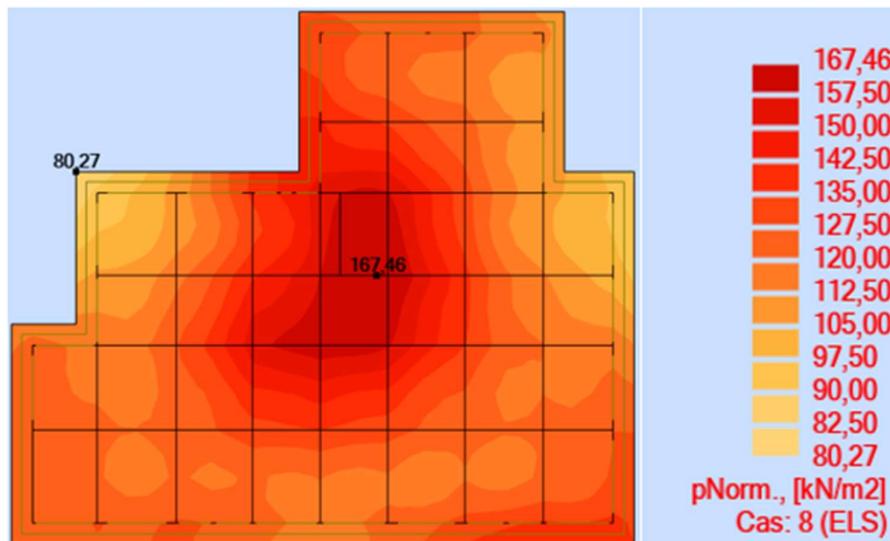


Figure VII-3: distribution des contraintes à l'ELS

Interprétation des résultats :

On a : $\sigma_{\text{max}} = 1.67\text{bars}$ et $\sigma_{\text{min}} = 0.8\text{bars} > 0$

La répartition des contraintes sous le radier, sous l'effet du moment renversant, se présente sous la forme d'un diagramme trapézoïdal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1.67 + 0.80}{4} = 1.45bars < \bar{\sigma}_{sol} = 1.8 bars$$

→ condition verifier

Distribution des contraintes à l'ELU :

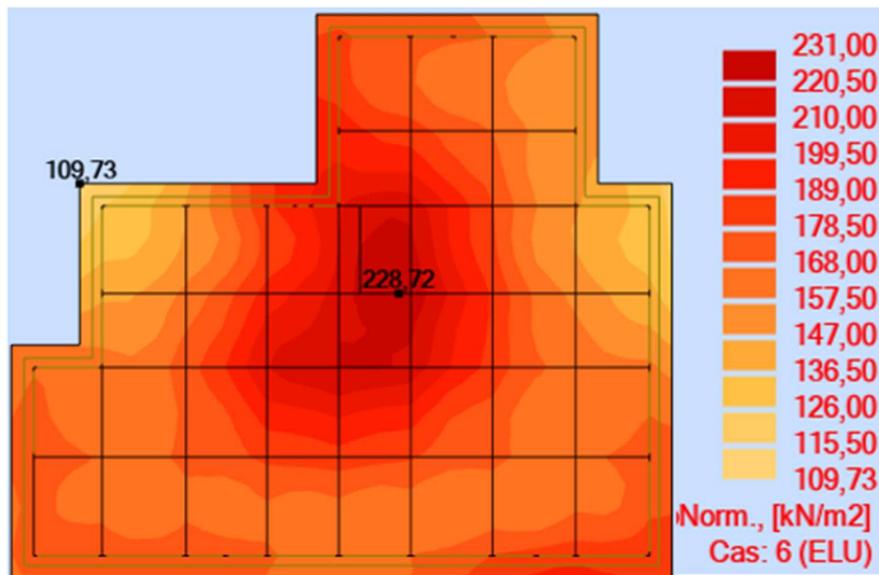


Figure VII-4: distribution des contraintes à l'ELU

On à : $\sigma_{max} = 2.28bars$ et $\sigma_{min} = 1.09bars > 0$

La répartition des contraintes sous le radier, sous l'effet du moment renversant, se présente sous la forme d'un diagramme trapézoïdal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 2.28 + 1.09}{4} = 1.98bars < 1.5\bar{\sigma}_{sol} = 2.7bars$$

→ condition verifier

Distribution des contraintes à l'ACC :

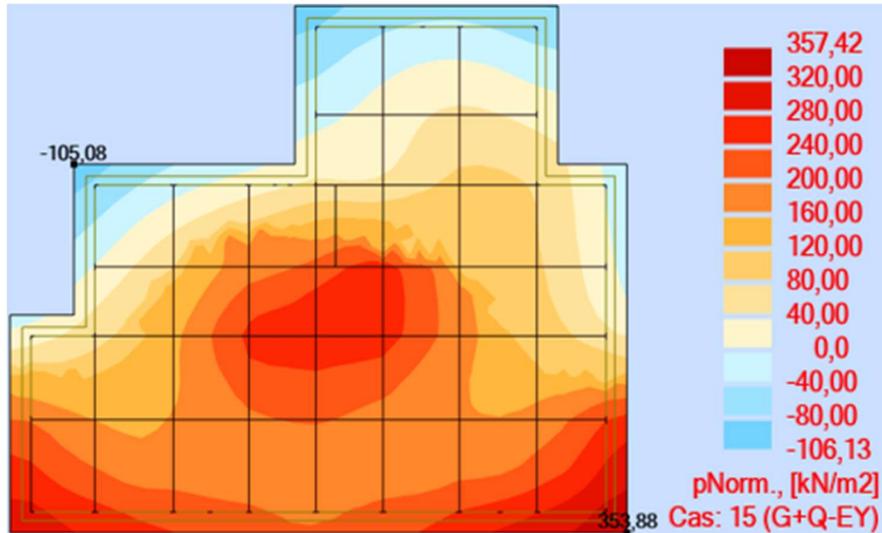


Figure VII-5: distribution des contraintes à l'ACC

On a : $\sigma_{max} = 3.53bars > 0$ et $\sigma_{min} = -1.05bars < 0$

La répartition des contraintes sous le radier, sous l'effet du moment renversant, se présente sous la forme d'un diagramme triangulaire.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max}}{4} = \frac{3 \times 3.53}{4} = 2.64 bars < 1.5\bar{\sigma}_{sol} = 2.7 bars \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification au poinçonnement

Selon le [1] (Article A.5.2.4.2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

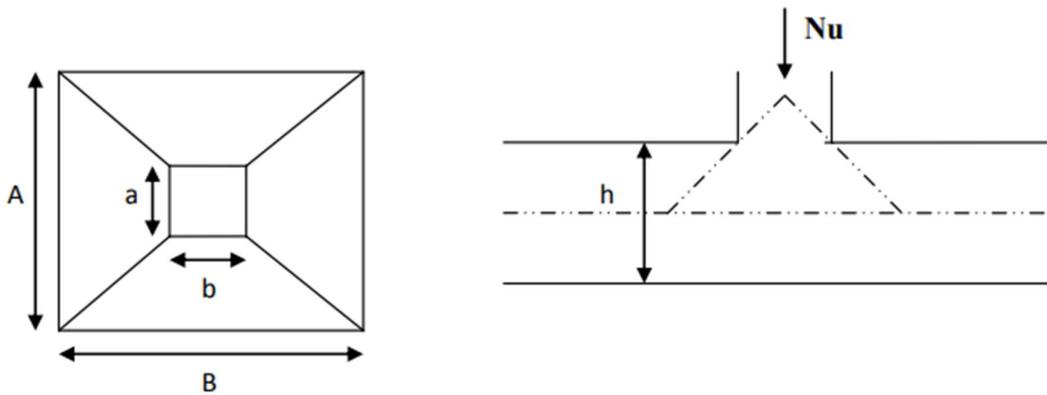


Figure VII-6: présentation de zone d'impact de la charge concentré

$$P_u \leq 0.045 \times h_t \times U_c \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{(BAEL99 A5.2.4.2)}$$

Avec :

$$\begin{cases} P_u: \text{Effort normal de calcul pour le poteau le plus sollicité} \\ h_t: \text{Hauteur total de la dalle du radier} \\ U_c: \text{Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} U_c = 2(a + h) + 2(b + h) = 6.6 \text{ m} \\ \text{les dimensions du poteau : } a = 0.65\text{m}, b = 0.65\text{m} \end{cases}$$

$$P_u = 194.83\text{KN} \leq 0.045 \times h \times U_c \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 1.10 \times \frac{30}{1.15} = 8522.61 \text{ KN}$$

→ Condition vérifier

Donc, pas de risque de poinçonnement.

3. Vérification des contraintes de cisaillement :

On vérifie la condition suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

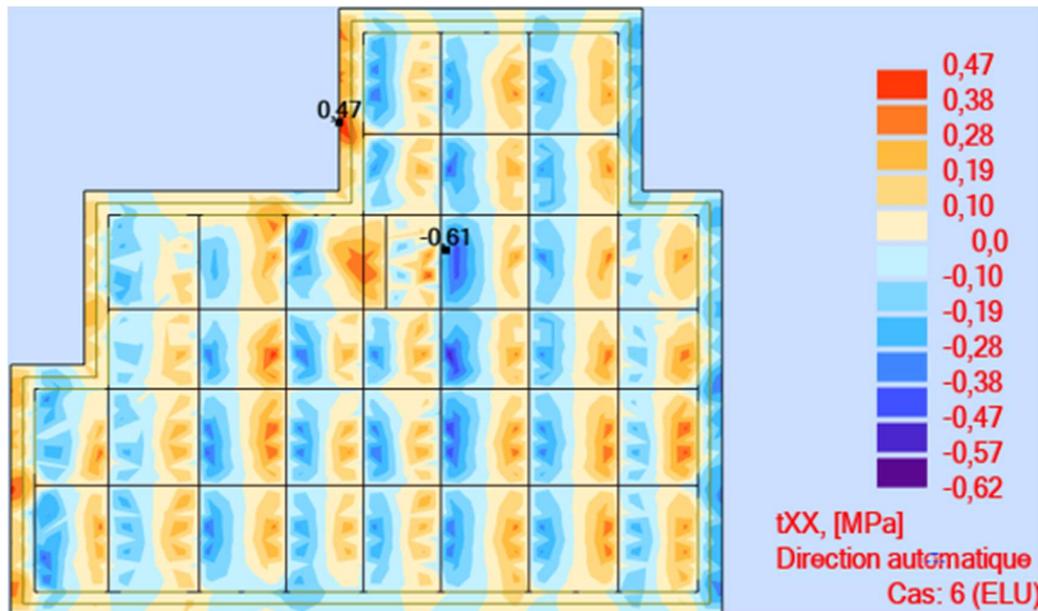


Figure VII-7: distribution des contraintes de cisaillement suivant x-x

$0.61 \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.50\text{MPa}$ Condition vérifiée suivant x-x

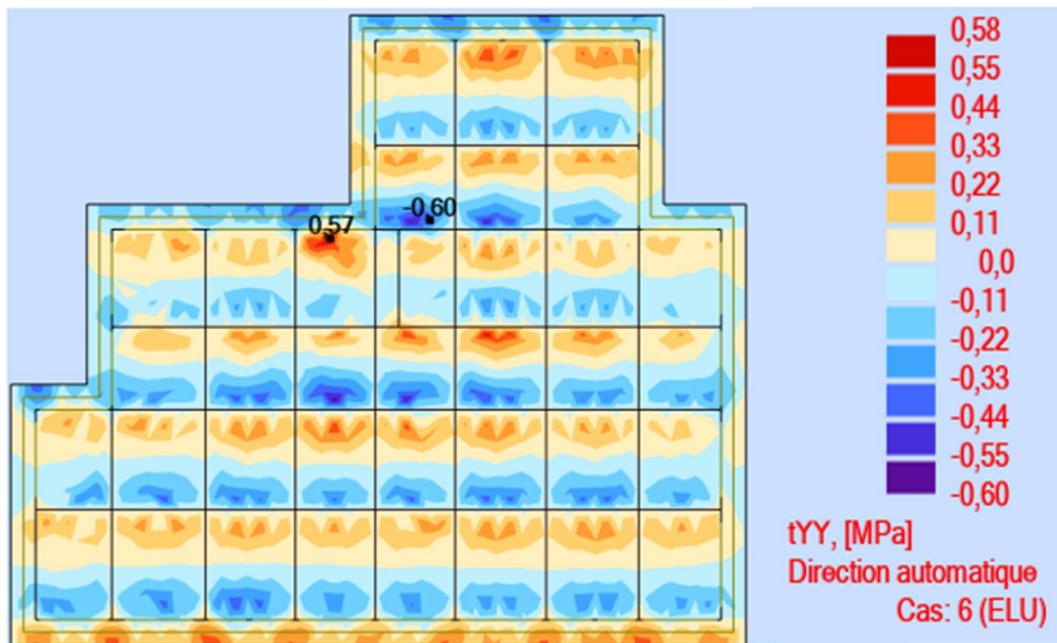


Figure VII-8: distribution des contraintes de cisaillement suivant y-y

$$0.60 \leq \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.50\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée suivant y-y}$$

VII.4.3.4 FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL :

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

VII.4.3.4.1 Calcul des sollicitations :

Les Tableaux récapitulatif des moments :

Tableau VII-1: Tableau des moments $M(xx)$ [KN.m/ml]

ELU		ELS		ACC	
Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
-156.27	72.70	-114.85	53.33	-39.58	78.19

Tableau VII-2: Tableau des moments $M(yy)$ [KN.m/ml]

ELU		ELS		ACC	
Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
-167.19	90.76	-122.51	66.50	-41.84	86.76

VII.4.3.4.2 Calcul de ferrailage :

a) ELU

En travée :

$$M_t = 90.76 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{90.76 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 17} = 0.03 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.033$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.98$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{90.76 \times 10^3}{0.98 \times 45 \times 348} = 6 \text{cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.4}{400} = 6.21 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 6 \text{cm}^2/\text{ml} \leq A_{min} = 6.21 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 7HA12 = 7.92cm²/ml espacée de 15cm

En appui :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{167.19 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 17} = 0.048 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.0623$$

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

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{167.19 \times 10^3}{0.97 \times 45 \times 348} = 13.2 \text{cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.4}{400} = 6.21 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 13.2 \text{cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 6.21 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 7HA16 = 15.83cm²/ml espacée de 15cm

Tableau VII-3: section de ferrailage du radier

		$A_{CAL} (cm^2)$	$A_{MIN} (cm^2)$	N ^{bre} de barres	$A_{adop}(cm^2)$	St (cm)
Travée	x-x	6cm ²	6.21	7HA12	7.92	15
	y-y	7cm ²	6.21	7HA12	7.92	15
Appui		13.20	6.21	7HA16	15.83	15

b) Vérification à l'ELS :

On vérifie à l'ELS les conditions suivantes :

$$\text{Acier : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$\text{Béton : } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{cj} = 18\text{MPa}$$

Position de l'axe neutre : $y=12.8\text{cm}$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_{sc}(y - d')^2 + \eta A_{st}(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 12.8^3}{3} + 15 \times 21.55(45 - 12.7)^2 = 407148.60\text{cm}^4$$

Les contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_s y}{I} = \frac{122.51 \times 12.8 \times 1000}{407148.60} = 4.2\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{cj} = 18\text{MPa}$$

Condition vérifiée

$$\sigma_s = \frac{n M_s (d - y)}{I} = \frac{15 \times 122.51(45 - 12.8) \times 1000}{243768.63} = 169.7\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 347.82 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

VII.4.3.4.3 Etude des nervures :

Tableau VII-4: sollicitations des nervures

Sens	Les moments	ELU	ACC	ELS
Sens X	$M_a(\text{KN.m})$	33.28	39.48	24.40
	$M_t(\text{KN.m})$	-48.45	-55.54	-35.64
	T (KN)	690.99		
Sens Y	$M_a(\text{KN.m})$	853.70	1478.63	625.63
	$M_t(\text{KN.m})$	-500.31	-497.17	-366.48
	T(KN)	387.72		

Tableau VII-5: Ferrailage des nervures

Sens		μ	α	β	A cm ²	A _{min} cm ²	Choix des barres
Sens X	En appuie	0.038	0.049	0.980	6.5	6.95	3HA14+3HA14
	En travée	0.056	0.072	0.970	6.5	6.95	3HA14+3HA14
Sens Y	En appuie	0.071	0.017	0.993	30.8	6.95	10HA20
	En travée	0.046	0.059	0.976	10.9	6.95	6HA16

Vérification à l'ELS :

Tableau VII-6: Vérification à l'ELS des nervures

M _s	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
122.5	4.2	18	Vérifiée	169.7	347.82	Vérifiée

a) Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est calculée par la formule suivant :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

Tableau VII-7: Vérification de l'effort tranchant

Sens	T _{u max} (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Sens X	690.99	0.13	3	Vérifiée
Sens Y	387.72	0.08	3	Vérifiée

Calcul du diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_i ; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec : $\phi_i = 1.6$ cm (Diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres).

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{140}{35} ; 1.6 ; \frac{40}{10} \right) = 1.6 \text{ cm}$$

Alors on adopte un choix de $\phi 8$

Calcul de l'espacement :

Vérification RPA :

- Dans la zone nodale : $s_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \text{cm} \right)$

- Dans la zone courante : $s' < \frac{h}{2}$

\emptyset_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

Alors : $s_t = 10\text{cm}$

$s' = 15\text{cm}$

VII.4.3.4.4 Schéma de ferrailage nervure :

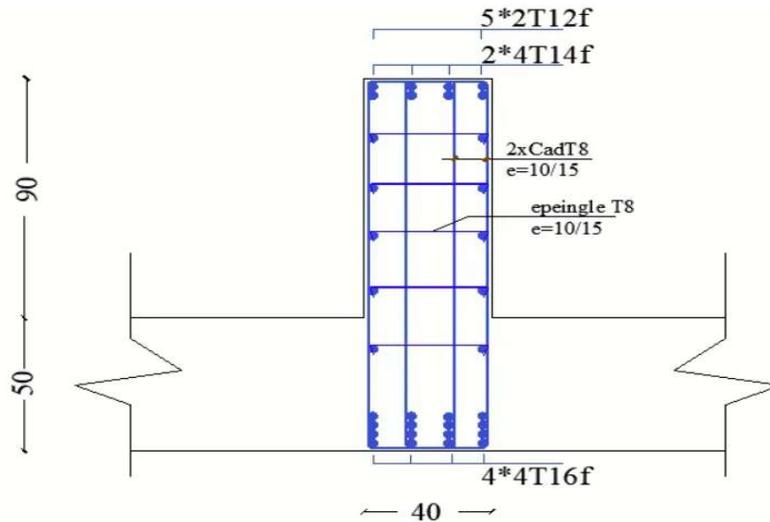


Figure VII-9: schéma de ferrailage de nervure

VII.5 Etude du Voile périphérique :

VII.5.1 Définition :

Conformément au RPA99/version2003, il est prévu d'installer un voile périphérique entre la fondation et le niveau du plancher RDC. Afin d'assurer sa stabilité, le voile périphérique doit respecter les critères suivants :

- Une épaisseur minimale de 15 cm est requise pour le voile.
- Les armatures du voile doivent être composées de deux nappes. Un pourcentage minimal de 0,10% doit être respecté dans les deux directions (horizontale et verticale).
- Les ouvertures pratiquées dans le voile ne doivent pas altérer significativement sa rigidité.

Ces spécifications sont essentielles pour garantir la résistance et la solidité du voile périphérique, contribuant ainsi à la stabilité globale de la structure.

VII.5.2 Dimensionnement:

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.
- On adopte une épaisseur $e = 15$ cm.
- La hauteur de voile périphérique = 3,06m

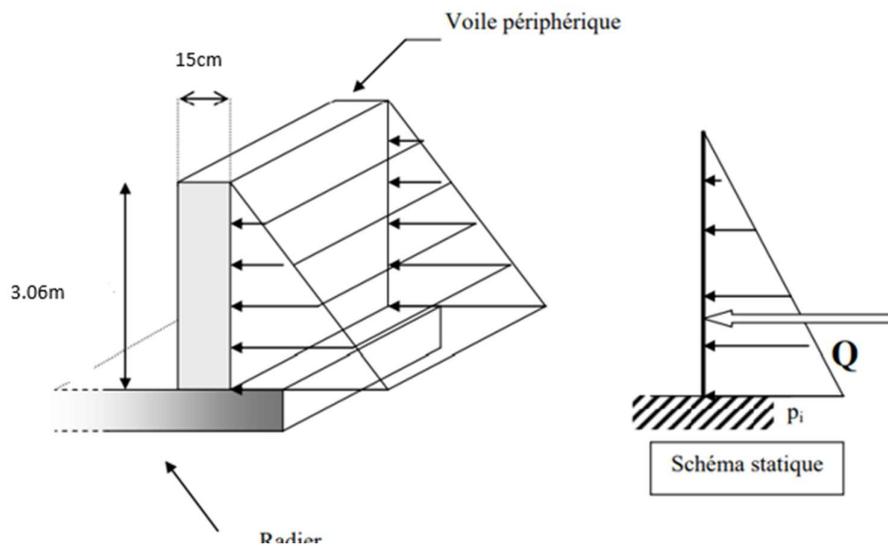


Figure VII-10: Voile périphérique

VII.5.3 Évaluation des charges et surcharges :

Poussée due au poids des terres :

$$P_t = \gamma_d \times h \times K_0 = 18.36 \text{KN/m}$$

K_0 : coefficient de poussée :

$$K_0 = tg^2 \times \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\theta}{2} \right) \right] = tg^2 \times \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{30^\circ}{2} \right) \right] = 0.33$$

ϕ : angle de frottement de remblai = 30° .

γ_a : poids spécifique du remblai = 1,8 t/m². = 18 KN/m²

Poussée due à la surcharge : $q=10\text{KN/m}^2$

$$P_s=q \times K_o = 10 \times 0.33 = 3.33\text{KN/m}$$

VII.5.4 Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée , l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.

Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 29.78\text{KN/m.}$$

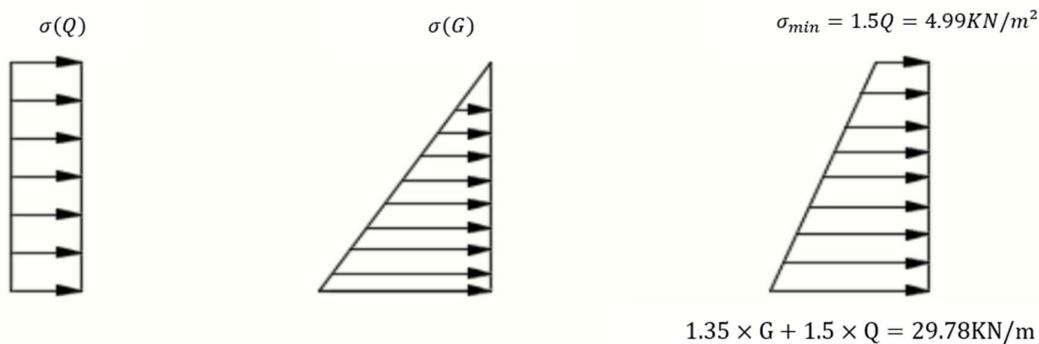


Figure VII-11: Diagramme des contraintes

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 29.78 + 4.99}{4} = 23.58 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 23.58\text{KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$l_x=3.75 \text{ m} ; l_y=4.40 \text{ m} ; b = 1\text{ml}, e = 15\text{cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.75}{4.40} = 0.85 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.686 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x : } M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_{0x} = 0.0506 \times 23.58 \times 3.75^2 = 16.77\text{KN.m}$$

$$\text{Ses y-y : } M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \rightarrow M_{0y} = 0.686 \times 16.77 = 11.51\text{KN.m}$$

Moment en Appuis :

$$M_{ax} = -0.5M_{0x} = M_{ay} = -8.39\text{KN.m}$$

Moment en Travée:

$$M_{Tx} = 0.75M_{ox} = 12.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ty} = 0.75M_{oy} = 8.63 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau suivant :

Avec :

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h \rightarrow \text{Condition exigée par le RPA.}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(0.15 \times 1) \text{ m}^2$.

Tableau VII-8: Ferrailage du voile périphérique

		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{MIN} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	x-x	12.57	0.040	0.051	0.117	3.1	1.5	4HA12
	y-y	8.63	0.030	0.038	0.118	2.1	1.5	4HA10
Appui		8.39	0.029	0.037	0.118	2.1	1.5	4HA10

Calcul l'espace des armatures : (BAEL 91)

$$S_{tx} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm})$$

$$S_{tx} = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifié}$$

$$S_{ty} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_{ty} = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifié}$$

Vérification de condition non fragilité :

$$A_{ymin} = 0.0008 \times h \times d = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{xmin} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{4} = 1.29 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = 0.504 \text{ Mpa} \bar{\tau}_u = \min(0.7 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa}) ; \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ Mpa} \text{ condition vérifiée}$$

$$T_{max} = \frac{29.78 \times 4.40}{2} = 65.52 \text{ KN}$$

Vérification A L'ELS :

$$\sigma_{max} = G + Q = 21.69, \sigma_{min} = Q = 3.333$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 21.69 + 3.33}{4} = 17.1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 17.1 \text{ KN/ml} \quad ; \quad 0.85 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.779 \end{cases}$$

Etude d'un bâtiment

R+8 Avec sous-sol

Conclusion générale

Conclusion Générale

Au cours de cette étude approfondie, nous avons eu l'opportunité de nous familiariser avec les principales étapes impliquées dans l'étude d'un projet de construction. De plus, nous avons pu explorer et comprendre différentes facettes du métier d'ingénieur civil, tout en mettant en pratique nos compétences avec l'utilisation du logiciel ROBOT version 2021 pour modéliser la structure de manière précise. Cette expérience a été essentielle pour enrichir notre bagage de connaissances professionnelles acquises tout au long de notre formation académique. En conséquence, nous avons été en mesure de tirer un certain nombre de conclusions pertinentes.

Parmi ces conclusions, nous avons pu identifier les points suivants :

1. Une modélisation exhaustive de la structure est nécessaire pour obtenir un comportement dynamique réaliste et des résultats précis lors des analyses.
2. L'optimisation de la disposition des voiles de contreventement joue un rôle crucial dans la vérification de la période de vibration et dans l'interaction voiles-portiques.
3. La présence de voiles dans la structure permet de réduire les efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ce qui entraîne des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles. Cette approche permet de minimiser les exigences en matière d'armature selon les normes du Règlement Parasismique Algérien (RPA).
4. Pour l'infrastructure, le radier est le choix de fondation le plus approprié. Il offre une répartition efficace des charges et une capacité de résistance adéquate.

Pour conclure, nous avons mis en évidence l'importance de garantir une meilleure qualité des matériaux pour assurer la résistance de la structure. Cela nécessite la mise en place de procédures de contrôle adéquates. De plus, notre approche a été guidée par le bon sens et la logique de l'ingénieur en génie civil. En appliquant ces principes, nous espérons pouvoir exploiter nos connaissances acquises dans la vie pratique avec succès.

Etude d'un bâtiment

R+8 Avec sous-sol

Annexes et bibliographie

Bibliographie

1. Analyse et Dimensionnement d'un Bâtiment en Béton Armé Selon les RPA 99 Version 2003; Rafik Taleb
2. Béton Armé, BAEL91 et DTU associés, J.P. Mougin. Edition Eyrolles, 1995.
3. Document technique réglementaire DTR « Charges permanente et surcharges d'exploitation DTR BC 2.2» ;
4. Mémoire de fin d'étude
5. Règles BAEL 91 Modifié 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages.
6. REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME C.B.A.93
7. REGLES PARASISMIQUESALGERIENNESRPA 99 / VERSION 2003.

Logiciels utilisés :

1. Expert BA2010
2. Logiciel AUTOCAD
3. Logiciel ROBOT Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2021

Annexe 01
Tableau des Armatures
(en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 2
Table de PIGEAUD

		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		v/ly											
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 03

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU	$v = 0$	ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543

Annexes

0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000