

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université m'Hamed bougera de boumerdes
Faculté des technologies
Département de génie civil

En vue d'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

ETUDE D'UN BATIMENT (R + 5 + SOUS-SOL) A USAGE
D'HABITATION CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE (VOILE)

+

ETUDE D'UN PORTIQUE DE DEUX ETAGE D'APRE LA
THEORIE D'ANALYSE LIMITE

Présente par :

Mme : MEKHAZNI Amina

Mme : LAHIANI Abir

Encadré par :

Mr : A.HAMADOUCHE

Mr : R.LABDAOUI

Promotion : 2023/2024

Remerciement

*Nous tenons à remercier tout d'abord **Allah** le Tout-Puissant, qui nous a donné la force et le courage pour atteindre ce niveau d'études et élaborer ce modeste travail.*

Nous tenons à exprimer nos profonds remerciements à nos chers parents : Qui n'ont jamais cessé de nous encourager et nous conseiller ils nous ont beaucoup aidé de tout en long de notre chemin, grâce à leur amour, leur soutien moral et matériel, leur compréhension et leur patience sans jamais nous quitter des yeux ni baisser les bras.

*Nous remercions tout particulièrement notre promoteur **Mr. HAMADOUCHE** et **Mr. LABDAOUI** pour ses conseils pendant la réalisation de ce mémoire, son aide appréciable et ses encouragements tout au long de notre travail. Nous remercions également **Mr. BELLAL ABDERRAHMANE**, **Mr. HICHEME** et notre encadrant à **GCB Boudouaou**, qui nous a accompagnés tout au long de notre stage.*

Nous tenons à remercier également les membres du jury pour avoir accepté d'examiner notre travail. Nous leur exprimons sincèrement notre gratitude pour le temps qu'ils ont consacré à la lecture et à l'évaluation de notre travail.

Enfin, nous adressons nos sincères sentiments de reconnaissance à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant toute ma vie, qui a tant donné pour me voir réussir.

*Mes chers frères et sœurs : Ares Rabah Mohamed Abderrahmane Saïd Khadidja
Meriem*

*A tous nos amis fidèles : Rania ; Lina ; Loubna ; chahinez Rayaene ; Manel ; Asma ;
Racheda ; Marwa ; Hadjer*

A toute notre famille :

MEKHAZNI

LAHIANI

À nos professeurs : Mr. HAMADOUCHE et Mr. LABDAOUI

Et je le dédie aux ingénieurs : Mr. BELLAL et Mr. Hichem

SOMMAIRE

REMERCEMENT

DÉDICACE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

PLANS ARCHITACTEUR.....13

CHAPITRE 01 : PRESONTATION DE L'OUVRAGE

1.1. INTRODUCTION21

1.2. PRESTATION DE L'OUVRAGE21

1.3. CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE23

1.4. CARACTERISTIQUES DU SOL24

1.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX25

CHAPITRE 02 : PRÉ DIMENSIONS DES ELEMENTS DES STRUCTEUR

2.1. INTRODUCTION36

2.2. PRE DIMENSIONNEMENT.....36

2.3. EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES : BC 2.2.....46

2.4. LES POTEAUX51

2.5. CONCLUSION57

CHAPITRE 03 : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENT SECONDAIRE

3.1. INTRODUCTION59

3.2. CALCUL DE L'ESCALIER59

3.3. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE66

3.4. ETUDE DES PLANCHERS EN CORPS CREUX70

3.5. ETUDE DU BALCON82

3.6. ETUDE DE L'ACROTERE87

CHAPITRE 04 : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

4.1. INTRODUCTION.....96

4.2. ETUDE DYNAMIQUE.....96

4.3. INTERPRETATION DES RESULTATS DONNEES PAR ETABS.....	107
4.4. L'ETUDE SISMIQUE.....	108
4.5. LES VERIFICATIONS DES EXIGENCES DE RPA99/VERSION 2003.....	114

CHAPITRE 05 : FERRAILLAGES DES ÉLÉMENT PRANCIPALE

5.1. INTRODUCTION.....	122
5.2. ÉTUDE DES POTEAUX.....	123
5.3. ETUDE DES POUTRES	130
5.4. ETUDE DES VOILES PLEINS	139

CHAPITRE 06 : ETUDE D'INFRASTRUCTURE

6.1. INTRODUCTION	148
6.2. ÉTUDES GEOTECHNIQUE DU SOL	149
6.3. CHOIX DE TYPE FONDATION	150
6.4. PRE DIMENSIONNEMENT DU RADIER	152
6.5. DETERMINATION DE LA SURFACE DE RADIER	156
6.6. DETERMINATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES	156
6.7. LA SURFACE MINIMALE DU RADIER	158
6.8. VERIFICATIONS	159
6.9. FERRAILLAGE DE RADIER	164
6.10. ETUDE DE VOILE PERIPHERIQUE	176

CHAPITRE 07 : THÉORIEME D'AANALYSE LIMITE

7.1. INTRODUCTION	184
7.2. CALCUL DE LA CHARGE LIMITE D'UNE STRUCTURE PORTIQUE	189
7.3. PROCEDURE POUR LE CALCUL DES MOMENTS	199
7.4. VERIFICATION	205

BIBLIOGRAPHIQUE
CONCLUSION GENERALE

Liste des tableaux

CHAPITRE 01 : Présentation de l'ouvrage

- Tableau 1.1 : les différentes caractéristiques utilisées dans le dimensionnement de l'ouvrage
- Tableau 1.2 : Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e
- Tableau 1.3 : Caractéristiques des aciers utilisés.

CHAPITRE 02 : Pré-dimensionnement des éléments de structure

- Tableau 2.1 : Pré dimensionnement de la poutre principale
- Tableau 2.2 : Pré dimensionnement de la poutre secondaire
- Tableau 2.3 : Pré dimensionnement des Voile
- Tableau 2.4 : Charges et surcharges de l'acrotère
- Tableau 2.5 : Dimensionnement Des Escaliers
- Tableau 2.6 : Evaluation des charges permanente du plancher terrasse inaccessible.
- Tableau 2.7 : Evaluation des charges permanente du plancher étage courant.
- Tableau 2.8 : Evaluation des charges permanente sur la dalle pleine
- Tableau 2.9 : Evaluation des charges permanente sur le balcon
- Tableau 2.10 : Evaluation des charges permanente du mur extérieur
- Tableau 2.12 : Evaluation des charges permanente du mur intérieure
- Tableau 2.12 : Evaluation des charges et surcharges du palier de repos.
- Tableau 2.13 : Evaluation des charges permanente de la paillasse.
- Tableau 2.15 : Evaluation des charges d'exploitations
- Tableau 2.16 : charge revenant au poteau
- Tableau 2.17 : section de poteau centrale
- Tableau 2.18 : Résumé de pré dimensionnement de l'élément secondaire

CHAPITRE 03 : Calcul des éléments secondaire

- Tableau 3.12: Calcul des sollicitations
- Tableau 3.2 3: Résultat du moment
- Tableau 3.3 : Calcul des armatures en travée et aux appuis.
- Tableau 3.4 : Vérification de l'effort tranchant
- Tableau 3.5 : Vérification de la contrainte d'adhérence
- Tableau 3.6 : Vérification des contraintes dans le béton.
- Tableau 3.7 : Vérification des contraintes dans l'acier
- Tableau 3.8 : Vérification l'effort tranchant
- Tableau 3.9 : Vérification des contraintes de compressé
- Tableau 3.10 : Dimensionnement de la poutrelle
- Tableau 3.11 : Charge et surcharge et combinaisons de charges
- Tableau 3.12 : Moment fléchissant et effort tranchant
- Tableau 3.13 : les efforts maximaux en appuis et en travées (ELS ; ELU)
- Tableau 3.14 : Calcul de ferrailage à L'ELU.
- Tableau 3.15 : vérification de l'effort tranchant
- Tableau 3.16 : Vérification de la contrainte d'adhérence.
- Tableau 3.17 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton
- Tableau 3.18 : Vérification de la contrainte de compression dans l'acier

Tableau 3.19 : les charges et surcharges appliquées sur le balcon.

Tableau 3.20 : Détermination du ferrailage longitudinale

Tableau 3.21 : Vérification de la condition de non fragilité.

Tableau 3.22 : Vérification des espacements des barres

Tableau 3.23 : Vérification de l'effort tranchant

Tableau 3.24 : Vérification des contraintes dans le béton

Tableau 3.25 : Les combinaisons des sollicitations de l'acrotère

Tableau 3.26 : Caractéristiques géométriques et mécaniques

Tableau 3.27 : Vérification de la contrainte d'adhérence

CHAPITRE 04 : Etude dynamique

Tableau 4.1. : Valeur centre de masse et de rigidité

Tableau 4.2. : Périodes, modes et facteurs de participation massique

Tableau 4.3. : Valeurs de facteur de qualité

Tableau 4.4. : Pourcentage de la charge verticale reprise par les portiques et les voiles

Tableau 4.5. : Pourcentage de la charge horizontale reprise par les portiques et les voiles

Tableau 4.6. : Déplacement inter-étage dans le sens (x-x).

Tableau 4.7 : Déplacement inter-étage dans le sens (y-y).

Tableau 4.8 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X.

Tableau 4.9 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y

Tableau 4.10 : Vérification de l'effet sismique a la base

Tableau 4.11 : Vérification de l'effet sismique a la base

Tableau 4.12 : Vérification de l'effet sismique a la base

CHAPITRE 05 : Etude des éléments structuraux

Tableau 5.4: les combinaisons de charges.

Tableau 5.2 : sollicitations de calcule

Tableau 5.3 : sollicitations de calcule

Tableau5.4 : résultat calcul de recommandation

Tableau 5.5 : calcul des armatures longitudinales

Tableau 5.6: formule de calcul de ferrailage transversal.

Tableau 5.7 : Choix des armatures longitudinales des poteaux

Tableau 5.8 : vérification L'effort Tranchante

Tableau5.9 : vérification de la contrainte normale dans les poteaux

Tableau 5.6: Vérification des contraintes de cisaillement.

Tableau 5.11 : Identification des poutres

Tableau 5.12 : Identification des zones

Tableau 5.7: Résultante calcule des sections de ferrailages PS

Tableau5.14 : choix de la barre longitudinale PS

Tableau 5.8: Résultante calcule des sections de ferrailages PP

Tableau5.16 : choix de la barre longitudinale PP

Tableau 5.17 : sollicitations de calcule des armateurs transversal

Tableau 5.18 : Vérification des contraintes tangentielles Sens longitudinale.

Tableau 5.19 : Vérification des contraintes tangentielles Sens transversale.

Tableau 5.20 : Vérification L'Influence sur le béton.

Tableau 5.21 : Vérification L'Influence des armateurs Longitudinale.

Tableau 5.22 : Vérification L'Influence des armateurs Transversale.

Tableau 5.23 : Vérification de la contrainte d'adhérence dans le sens longitudinale.

Tableau 5.24 : Vérification de la contrainte d'adhérence dans le sens transversale.
Tableau 5.25 : Vérification des contraintes des poutres longitudinales
Tableau 5.26 : Vérification des contraintes des poutres Transversale
Tableau 5.27 : Vérification de la flèche.
Tableau 5.28 : Identification du voile
Tableau 5.29 : Identification des zones
Tableau 5.30 : les combinaisons d'actions.
Tableau 5.31 : Ferrailage des voiles (VE2. VE11).
Tableau 5.32 : Ferrailage des voiles (VE03. VE09).
Tableau 5.33 : vérification de Contraintes de cisaillement

CHAPITRE 06 : Etude de l'infrastructure

Tableau 6.1 : Vérification de Condition non soulèvement sens X-X
Tableau 6.2 : Vérification de Condition non soulèvement sens Y-Y
Tableau 6.3 : Evaluation et vérification des contraintes sous le radier
Tableau 6.4 : Vérification de soulèvement.
Tableau 6.5 : Le ferrailage à L'ELU.
Tableau 6.6 : vérification des contraintes à l'ELS Sens X-X
Tableau 6.7 : vérification des contraintes à l'ELS Sens Y-Y :
Tableau 6.8 : ferrailage des nervures longitudinales en Appui.
Tableau 6.9 : ferrailage des nervures longitudinales en Travée.
Tableau 6.10 : ferrailage des nervures transversales en appui.
Tableau 6.11 : ferrailage des nervures transversales en travée
Tableau 6.12 : Vérification des contraintes à l'ELS en appui sens X-X
Tableau 6.13 : Vérification des contraintes à l'ELS en travée sens X-X
Tableau 6.14 : Vérification des contraintes à l'ELS en appui sens Y-Y
Tableau 6.15 : Vérification des contraintes à l'ELS en travée sens Y-Y
Tableau 6.16 : Moment longitudinal et transversal
Tableau 6.17 : Ferrailage du voile à l'ELU.
Tableau 6.18 : vérification des contraintes ELS.

Liste des figures

CHAPITRE 01 : Présentation de l'ouvrage

- Figure 1.1 : vu en 3D de Bâtiment
- Figure 1.2 : Type des appartements de Bâtiment
- Figure 1.3 : Localisation de bâtiment
- Figure 1.4 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU
- Figure 1.5 : diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

CHAPITRE 02 : Pré-dimensionnement des éléments de structure

- Figure 2.1 : Vue en 3D Plancher corps creux
- Figure 2.2 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux
- Figure 2.3 : Dimensionnement de la poutrelle
- Figure 2.4 : Vue en 3D plancher Dalle Pleine
- Figure 2.5 : Vue en 3D Disposition PP et PS
- Figure 2.6 : Vue en 3D de Voile
- Figure 2.7 : Vue en 3D d'Acrotère
- Figure 2.8 : Vue en 3D d'Escaliers
- Figure 2.9 : Vue en 3D de Balcons
- Figure 2.10 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.
- Figure 2.11 : Coupe transversale d'un plancher étage courant.
- Figure 2.12 : Coupe transversale de la dalle pleine.
- Figure 2.13 : Coupes transversales des murs extérieurs et intérieurs.
- Figure 2.14 : surface d'influence de poteau

CHAPITRE 03 : Calcul des éléments secondaire

- Figure 3.1 : Schéma d'escalier
- Figure 3.2 : Les charges et les surcharges de calcul.
- Figure 3.3 : Combinaison des charges.
- Figure 3.4 : diagramme du moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.
- Figure 3.5 : Schéma de ferrailage d'escaliers
- Figure 3.6 : Schéma de la poutre palière
- Figure 3.7 : Schéma de ferrailage d'escaliers
- Figure 3.8 : Corps creux en 3D
- Figure 3.9 : Schéma ferrailage de Treillis soudés (20x20) cm²
- Figure 3.10 : Dimensionnement de la poutrelle
- Figure 3.11 : Schéma de ferrailage de la poutrelle
- Figure 3.12 : Balcon 3D
- Figure 3.13 : Schéma statique de Balcon
- Figure 3.14 : Schéma de ferrailage de Balcon
- Figure 3.15 : Dimensionnement de Acrotère 3D
- Figure 3.16 : Schéma statique d'acrotère
- Figure 3.17 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée
- Figure 3.18 : Schéma de ferrailage du l'acrotère

CHAPITRE 04 : Etude dynamique

- Figure 4.1 : plan en 3D de la structure à étudier
- Figure 4.2 : distribution des voiles adoptés 2D
- Figure 4.2 : distribution des voiles adoptés 3D
- Figure 4.3 : Mode 1 ($T=0.63$) de déformation (translation suivant l'axe X-X)
- Figure 4.4 : Mode 2 ($T=0.45$) de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).
- Figure 4.5 : Mode 3 ($T=0.37$) de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z).
- Figure 4.6 : spectre de réponse de la structure

CHAPITRE 05 : Etude des éléments structuraux

- Figure 5.1 : poteau en 3D
- Figure 5.2 : Schéma ferrailage de poteau
- Figure 5.3 : Poutre en 3D.
- Figure 5.4 : Schéma ferrailage Poutre Secondaires
- Figure 5.5 : Schéma ferrailage Poutre Principale
- Figure 5.6 : voile en 3D.
- Figure 5.7 : Schéma Ferrailages voile E02 ; E11
- Figure 5.8 : Schéma Ferrailages voile E03 ; E09

CHAPITRE 06 : Etude de l'infrastructure

- Figure 6.1 : Schéma des Fondations superficielles
- Figure 6.2 : schéma de dimension de nervure et radier
- Figure 6.3 : schéma dimension de nervure et La dalle 3D.
- Figure 6.4 : schéma dimension de Débord 3D.
- Figure 6.5 : la coupe Verticale de radier avec le remblayage et la plateforme
- Figure 6.6 : la coupe horizontal de radier avec le remblayage et la plateforme
- Figure 6.7 : Diagramme des contraintes
- Figure 6.8 : schéma de ferrailage de Dalle
- Figure 6.9 : schéma dimension de nervure 3D.
- Figure 6.10 : schéma De ferrailage de nervure
- Figure 6.11 : schéma dimension de voile périphérique.3D.
- Figure 6.12 : schéma De ferrailage de voile périphérique

CHAPITRE 07 : Théorie d'Analyse Limite

- Figure 7.1 : Structure Portique Soumise A Un Chargement Proportionnel
- Figure 7.2 : Etapes du comportement de la structure du début du chargement jusqu'à la rupture
- Figure 7.3 : Mécanisme de rupture
- Figure 7.4 : Mécanisme de rupture fictif
- Figure 7.5 : Rupture de la structure portique par mécanisme
- Figure 7.6 : Portique à deux étages
- Figure 7.7 : Sections potentiellement critiques
- Figure 7.8 : Diagramme des moments pour $\lambda= 1,8$
- Figure 7.9 : Mécanisme de rupture réel du portique
- Figure 7.10 : Mécanisme de rupture
- Figure 7.11 : Rotation de la section au niveau du point A
- Figure 7.12 : Rotation des sections au niveau des points C et D.
- Figure 7.13 : diagramme des moments fléchissant
- Figure 7.17 : Prise en compte des moments à l'encastrement
- Figure 7.18 : Equilibre des moments au nœud
- Figure 7.19 : Prise en compte des moments à l'encastrement

INTRODUCTION

GÉNÉRALE

La construction des bâtiments de grande hauteur en zones sismique a rendu nécessaire d'appliquer des méthodes de dimensionnement sophistiquées en utilisant des outils de modélisation développés. Afin de garantir la fiabilité et la sécurité de ces constructions qui reste toujours un challenge.

Nôtre projet rentre dans ce cadre et porte sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation + sous .sol (R+5+sous.sol) contreventé par des voiles et des portiques.

Le bâtiment est implanté à 280 logements promotionnels R+5 a CHERAGA – ZERALDA, qui est classé d'après les règles parasismiques algériennes considérée comme étant une zone de forte sismicité (zone III).

Le travail est subdivisé en sept chapitres, à savoir :

Le premier chapitre comporte la présentation de l'ouvrage, la définition des caractéristiques géométriques et mécaniques ainsi que les hypothèses du calcul.

Le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des différents éléments de la structure alors que le troisième chapitre porte sur l'étude des éléments secondaires.

Dans le chapitre quatre nous présentons l'étude dynamique et sismique, ainsi que le logiciel **ETABS** utilisé pour la modélisation.

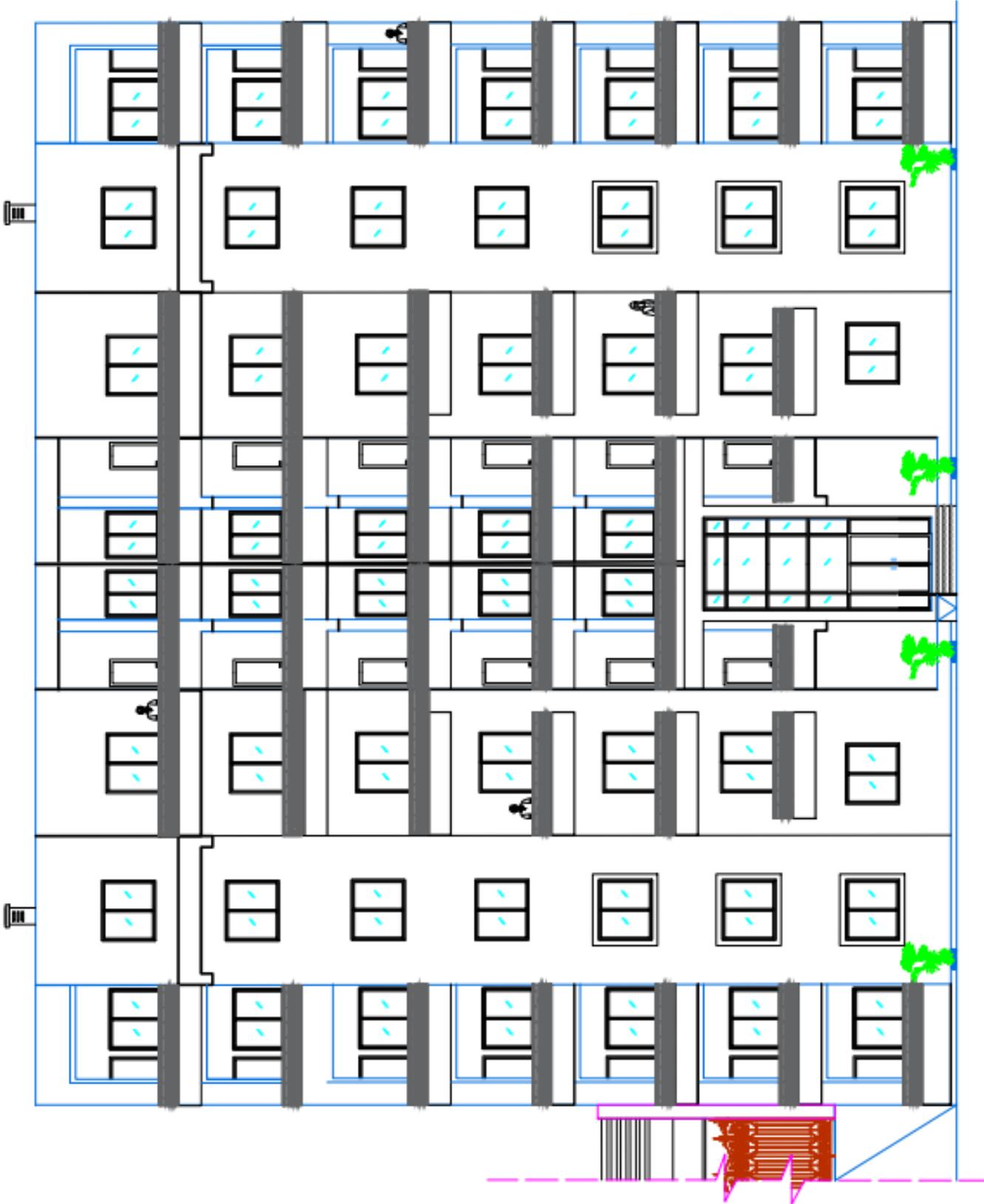
Nous présentons respectivement dans le cinquième chapitre et le sixième chapitre, le ferrailage des éléments structuraux et l'étude des fondations.

Le septième chapitre traite la partie recherche qui porte sur l'applications des théorèmes statique et cinématique de la méthode d'analyse limite analyse limites.

On termine par une conclusion générale.

PLANS ARCHITECTURAUX

FAÇADE EST



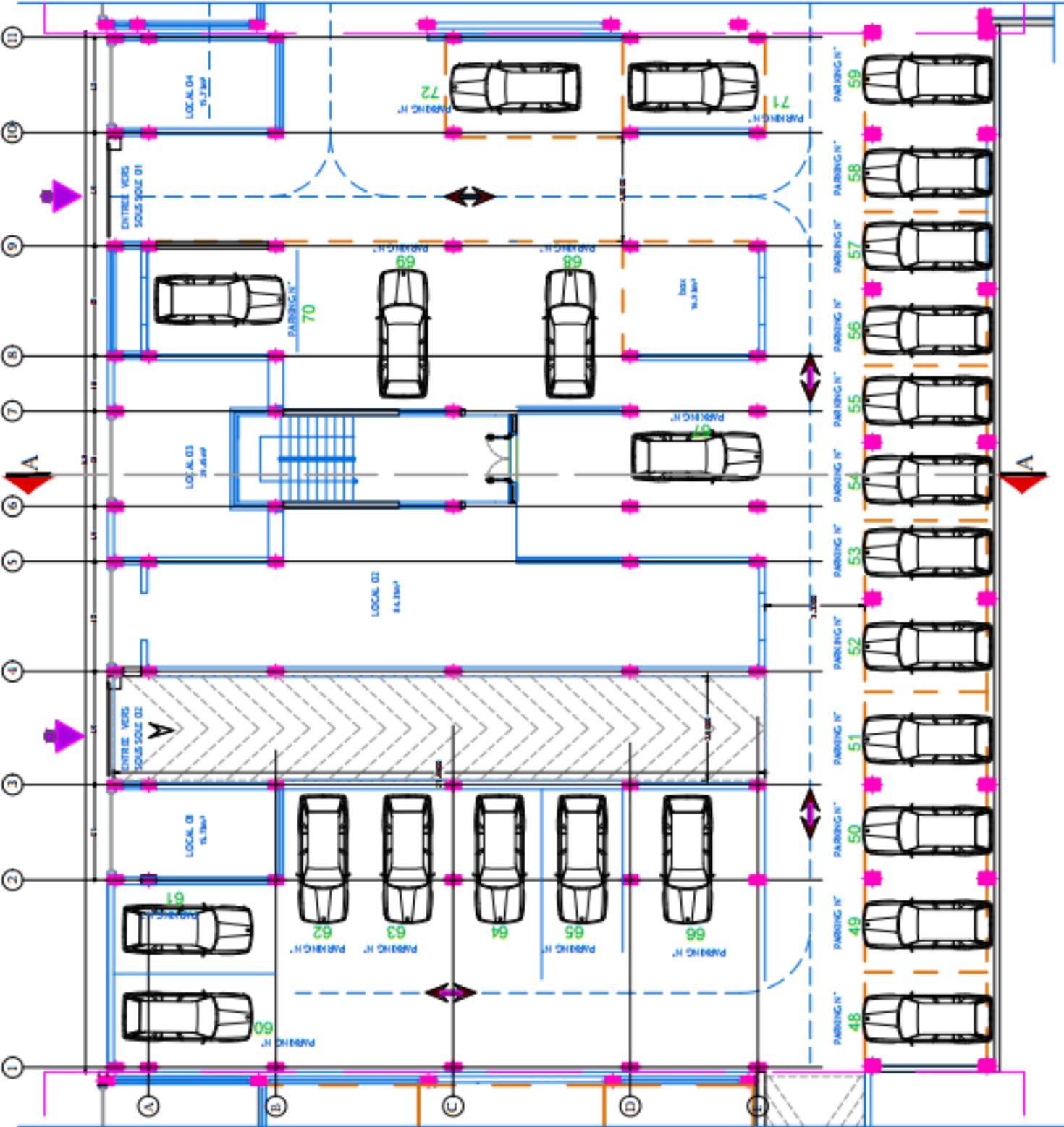
FAÇADE EST



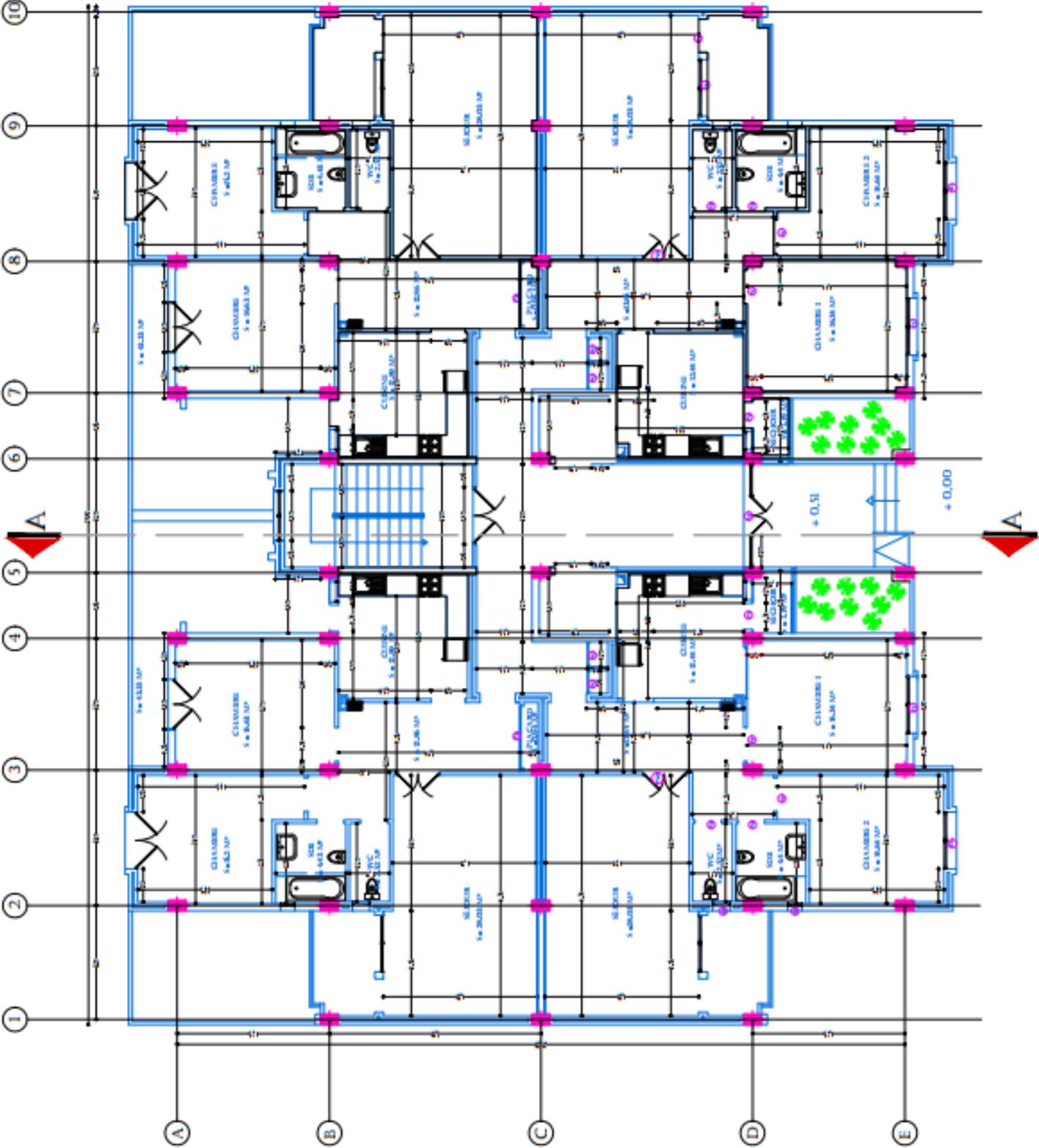
COUPE B-B



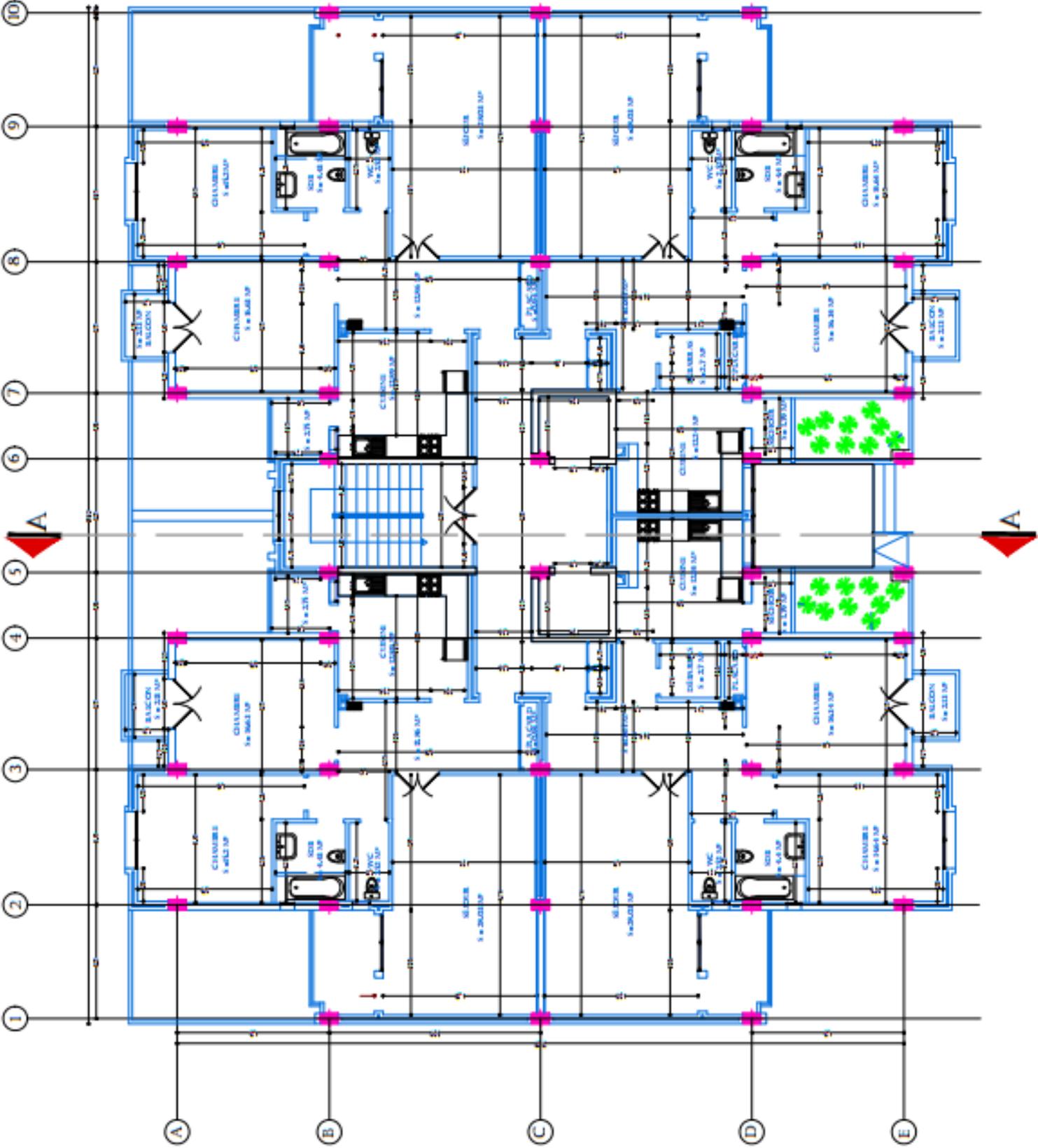
PLAN SOUS SOLE



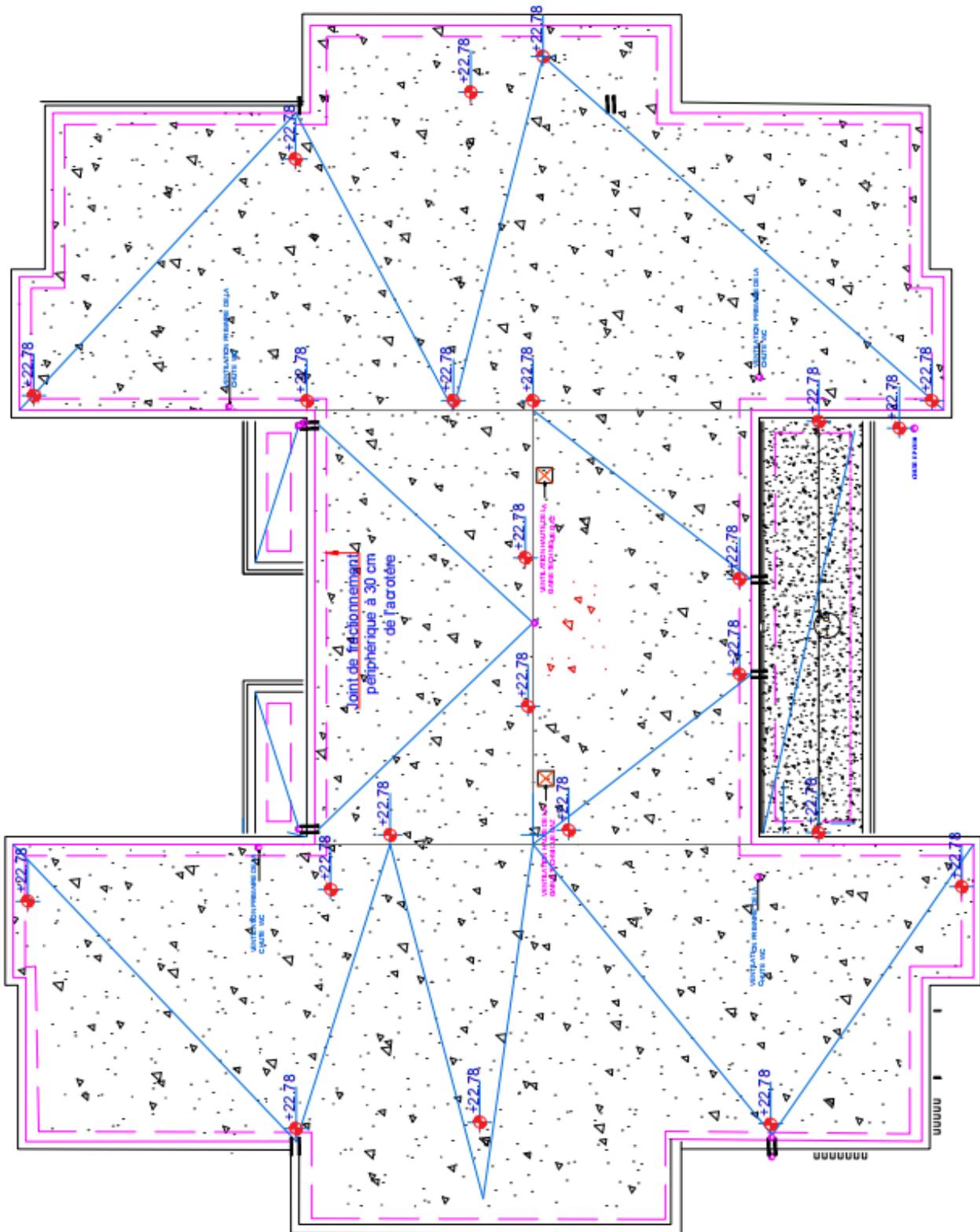
PLAN RDC



PLAN DE 1 ERE ETAGE



PLAN DE TERRASSE



CHAPITRE 01

PRESONTATION DE L'OUVRAGE

1.1. INTRODUCTION :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner les descriptions du projet à étudier.

1.2. PRESTATION DE L'OUVRAGE :

➤ Implantations de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de cette étude est un bâtiment (R+5+Sous-Sol) a usage D'habitation, en ossature mixte (poteaux- poutres- voiles).

Ce bâtiment est implanté à 280 logements promotionnels R+5 a CHERAGA – ZERALDA, le bâtiment composé de 4 appartement de deux type F3, F4 est :

- RDC et 5 étages courants qui sont à usage habitation.
- Un Sous-Sol (parking)
- Une terrasse inaccessible



Figure 1.1 : vu en 3D de Bâtiment



TYPE F3

TYPE F4

Figure 1.2 : Type des appartements de Bâtiment

➤ **D'après la classification du RPA99 version 2003 :**

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans la zone III
- Le site est considéré comme meuble (S3)



Figure 1. 3 : Localisation de bâtiment

1.3. CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE :

1.3.1. Caractéristiques architecturales :

- Longueur : 34.52 m ;
- Largeur : 28.79 m ;
- Hauteur totale : 22.78 m ;
- Hauteur du sous-sol : 4.00 m ;
- Hauteur du RDC : 3.23 m ;
- Hauteur d'étage courant : 3.23 m ;
- Surface totale de la bâtisse : 993.4856 m² ;

1.3.2. Les éléments structuraux :

➤ **Ossature**

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de Portiques destinés à reprendre les charges et les surcharges, et des voiles disposés dans les Deux sens (longitudinal et transversal) formant ainsi un système de contreventement rigide Assurant la stabilité de l'ouvrage.

➤ **Planchers**

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est :

- ✓ La transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.
- ✓ La reprise des charges permanentes et les surcharges sur les étages
- ✓ L'isolation thermique et phonique
- ✓ Support des plafonds et revêtements

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des Poutrelles préfabriquées.

➤ **Maçonnerie**

a) Les murs extérieurs

Ils sont constitués d'une double cloison en briques creuse de 15 cm et de 10 cm, séparée par Une l'âme d'aire de 5 cm.

b) Les murs intérieurs

Ils sont constitués d'une seule cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur

➤ **Les revêtements**

Les Revêtements horizontaux sont réalisés en

- ✓ Carrelage pour les planchés et les escaliers.
- ✓ Enduits en plâtres pour les plafonds.

Les Revêtements verticaux

- ✓ Mortier de ciment pour les murs de façade.
- ✓ Enduit plâtre pour les cloisons intérieurs.
- ✓ Céramique pour les salles d'eau.

➤ **Les escaliers**

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place permettant le passage D'un niveau à un autre.

➤ **Balcons**

Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

➤ **Les voile**

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulé sur place, ils assurent d'une part le Transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges Horizontales.

➤ **Les fondations**

La fondation est l'élément qui situé à la base de la structure, elle assure la transmission des Charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol D'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

1.4. CARACTERISTIQUES DU SOL :

Le sol d'assise de cette construction est un sol meuble (S3) d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols :

- Le bâtiment est implanté dans une zone de sismicité moyenne (III)
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage : 2 (RPA99 version 2003)
- La contrainte admissible du sol 1.6 Bars
- L'ancrage minimal des fondations $D = 2 \text{ m}$

1.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

1.5.1. Béton :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des Matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si nécessaire. Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé. **(BEAL91)** Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Une bonne résistance aux feux.
- La possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

En considère une masse volumique de **2500Kg/m³**. Pour le présent projet on adoptera **fc28 = 25 MPa**.

1.5.1.1. Composition du béton : Pour $fc_{28} = 25 \text{ MPa}$

❖ Ciment :

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de

Calcaire et d'argile, et de la température de cuisson de mélange. Le dosage de ciment varie entre **300 et 400Kg** par 1m^3 de béton.

❖ Les granulats :

Ils constituent le squelette du béton et sont classés en trois catégories :

- ✓ Les sables : grains de dimensions comprises entre 0.08 mm et 5 mm
- ✓ Les gravillons : grains de dimensions comprises entre 5 mm et 25 mm

✓ Les cailloux : grains de dimensions supérieures à 25 mm

Les ouvrages courants (bâtiments, habitations, ...) sont en général construits en béton réalisé Avec des granulats de type gravillons et sables.

Sables : Leur dosage est entre **380 et 450 L**.

Gravier : Le dosage des graviers est généralement entre **750 et 850 L**.

❖ **Eau de gâchage** :

L'eau de gâchage doit avoir les propriétés de l'eau potable, elle doit être propre car si elle contient des chlorures une réaction chimique à lieu et modifie la prise du ciment. Elle varie entre **150 et 200L**.

Conclusion :

En résumé, la composition du béton adoptée est celle courante telle que:

- Dosage en ciment 350Kg/m³ de classe CPA 325.
- Quantité de sable 400 L de diamètre 0 à 5.
- Quantité de gravier 800 L de diamètre 15 à 25.
- Quantité d'eau de gâchage 175 L.

Cette composition conduit à un béton de densité égale à : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

1.5.1.2. Résistance caractéristique du béton :

a) Résistance à la compression : (art 2.1.11) BAEL91

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite Valeur caractéristique spécifiée, notée f_{c28} . Soit dans notre projet : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton dont l'âge (j) jours est inférieur à 28, on se Refera à la résistance (f_{cj}). Pour $j \leq 28$

$$f_{cj} = j \times \frac{f_{c28}}{4.76 + 0.83j} \quad \text{si : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = j \times \frac{f_{c28}}{1.40 + 0.95j} \quad \text{si : } f_{c28} > 40 \text{ MPa BAEL91 (Article A.2.1.11).}$$

Avec :

- f_t : résistance du béton à l'âge J ;
- J : l'âge en jours ;

Pour l'évaluation de la déformation, pour des grandes valeurs de J, on a :
 $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$. Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{MPa}$.

b) Résistance à la traction - : (art 2.1.12) BAEL91

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, est déduite de celle à la Compression par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ MPa}$

Dans notre cas nous avons $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$

c) Contraintes limites

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de Sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

• Etats limites ultimes (ELU)

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

▪ Hypothèses

- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

• Etats limites de service (ELS)

Constituent les frontières aux de la desquelles les conditions normales d'exploitation et de Durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$; $n=15$) avec n : coefficient d'équivalence.

c. 1) contrainte limite ultime de résistance à la compression f_{bu}

Elle est calculée selon l'article (art A.4.3.41) BAEL91 comme suite :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ MPa}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :

$$\begin{cases} \theta = 1, \text{ si la durée d'application est supérieure à } 24h. \\ \theta = 0.9, \text{ si la durée d'application entre } 1h \text{ et } 24h. \\ \theta = 0.85, \text{ si la durée d'application est inférieure a } 1h. \end{cases}$$

c. 2) contrainte limite de service à la compression

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. (Art A.4.5.2) BAEL91

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

c. 3) diagrammes des contraintes déformations du béton

Le diagramme contrainte(σ_{bc}) déformation (ϵ_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas, est le diagramme de calcul dit «parabole-rectangle»

En compression, les déformations relatives du béton sont limitées à 3,5‰.

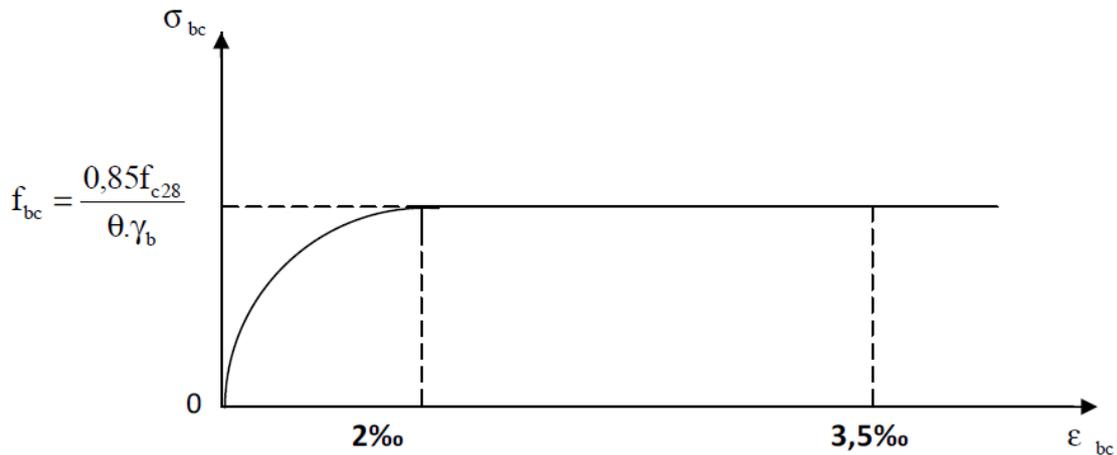


Figure 1. 4 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU

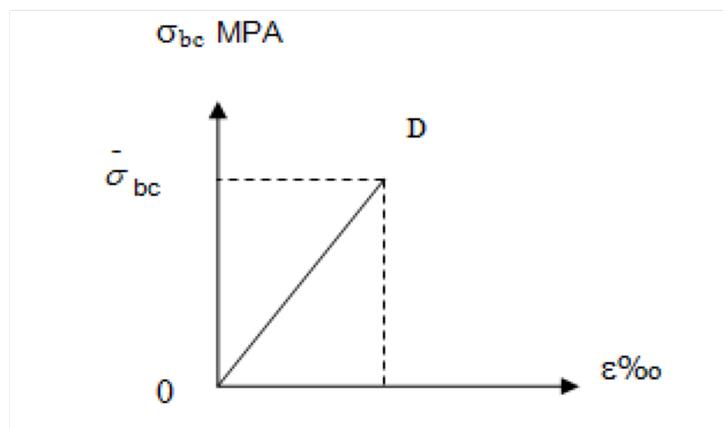


Figure 1. 5 : diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

C. 4) contrainte limite de cisaillement

Elle est donnée selon (Art 5.1.21) BAEL91 par la formule

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Avec :

- V_u : Effort tranchant dans la section étudiée.
- b : largeur de la section cisailée.
- d : hauteur utile de la poutre

d. Module d'élasticité

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules

d.1) Module de déformation longitudinale instantanée du béton : (Art : A 2.1.21)

BAEL91

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[1/3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

Pour: $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$

d.2) Module de déformation longitudinale différée du béton (Art : A 2.1.22) BAEL91

Ce module de déformation est utilisé pour le calcul de la déformation différée qui sont

- ✓ **Le fluage**: il correspond à un raccourcissement dans le temps, sous contrainte constante qui se stabilise au bout d'une période comprise entre 3 ans et 5 ans.
- ✓ **Le retrait**: c'est un phénomène de raccourcissement différé du au départ de l'eau libre interne non nécessaire à l'hydratation du ciment. Le module de déformation longitudinale différé est utilisé pour des chargements de longue durée d'application, il est donné par la formule suivante:

$$E_{Vj} = 3700 \sqrt[1/3]{f_{cj}} \text{ MPa} \text{ (CBA 93 - A.2.1.2.2).}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{V28} = 10819 \text{ MPa}$

d.3) Module d'élasticité transversale

Il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant, il est donné par la relation suivante:

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

- E: module de Young.
- ν : Coefficient de poisson (Art A.2.1.3) BAEL91.
- $G = 0.4E$ pour le béton non fissuré (ELS).
- $G = 0.5E$ pour le béton fissuré (ELU).

Paramètre	Formule	Résultat	Unité
Résistance à la compression	f_{c28}	25	MPa
Résistance à la traction	$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$	2.1	MPa
Contrainte à l'état limite ultime	$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$	14.2	MPa
Contrainte à l'état accidentelle	$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$	18.48	MPa
		21.74	
Contrainte à l'état de service	$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$	15	MPa
Contrainte de cisaillement (FPP)	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$	3.33	MPa
Contrainte de cisaillement (FTP)	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$	2.5	MPa
Module de déformation longitudinale instantané	$E_{ij} = 11000 f_{c28}^{1/3}$	32164.2	MPa
Module de déformation longitudinale différé	$E_{ij} = 3700 f_{c28}^{1/3}$	10818.9	MPa
Coefficient de poisson à ELU	ν	0	/
Coefficient de poisson à ELS	ν	0.2	/

Tableau 1.1 : les différentes caractéristiques utilisées dans le dimensionnement de l'ouvrage

1.5.2. Acier :

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

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E=200\ 000\text{MPa}$.

1.5.2.1. Résistance caractéristique du béton :

a. Caractéristiques mécaniques :

Aciers à haute adhérence (H.A) :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature.

On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

Treillis soudés :

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement. Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances.

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	FeE 22	215	Emploi courant
	FeE 24	235	Epingle de levage des pièces préfabriquées
Barre HA	FeTE 40	400	Emploi courant
Type 3	FeTE 50	500	
Fils tréfiles HA	FeTE40	400	Emploi sous forme de
Type 3	FeTE50	500	Barres droites ou de treillis
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi \geq 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq 6$ mm	520	

Tableau 1.2 : Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Conclusion :

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence,
Un acier de FE500 type. $f_e = 500$ MPa

b. Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

Les contraintes d'élasticité de traction sont donnés par (art A.4.5.3 BAEL 91)

b.1. Etat limite ultime : Pour le calcul on utilise le digramme contraint déformations suivant :

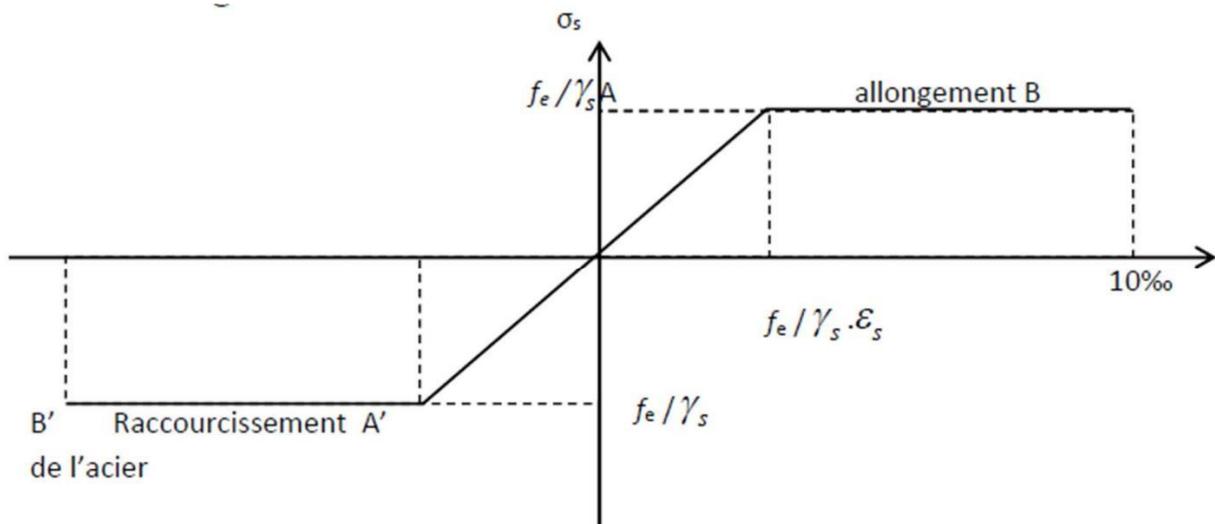


Figure 1. 6 : Diagramme contraintes déformations de l'acier

b.2. Caractéristiques des aciers utilisés :

Paramètres	Formule	Résultats	Unités
Limite d'élasticité garantie	f_e	500	MPa
Module d'élasticité longitudinale	E_s	200 000	MPa
Contrainte limite ultime à l'ELU	SD $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	434.78	MPa
	SA $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	500	
Contrainte limite service à l'ELS	FPP $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	434.78	MPa
	FP $\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$	201.63	
	FTP $\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{3} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$	164.97	

Tableau 1.3. : Caractéristiques des aciers utilisés.

Avec :

- η : coefficient de fissuration ayant pour valeur :
 $\eta=1.6$ pour les armatures à haute adhérence de HA6.
- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15, \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1, \text{ pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

CHAPITRE 02

PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

2.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement consiste à estimer les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet.

Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

2.2. PRE DIMENSIONNEMENT :

2.2.1. LES PLANCHERS :

➤ Planchers A Corps Creux :

Ce sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants (habitation, bureaux,...). Il permet d'avoir un plafond uni et une bonne isolation thermique et phonique, en plus d'être économique. Ce type de plancher est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance ;
- Poutrelles : éléments résistants du plancher ;
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm ; Treillis soudés ;

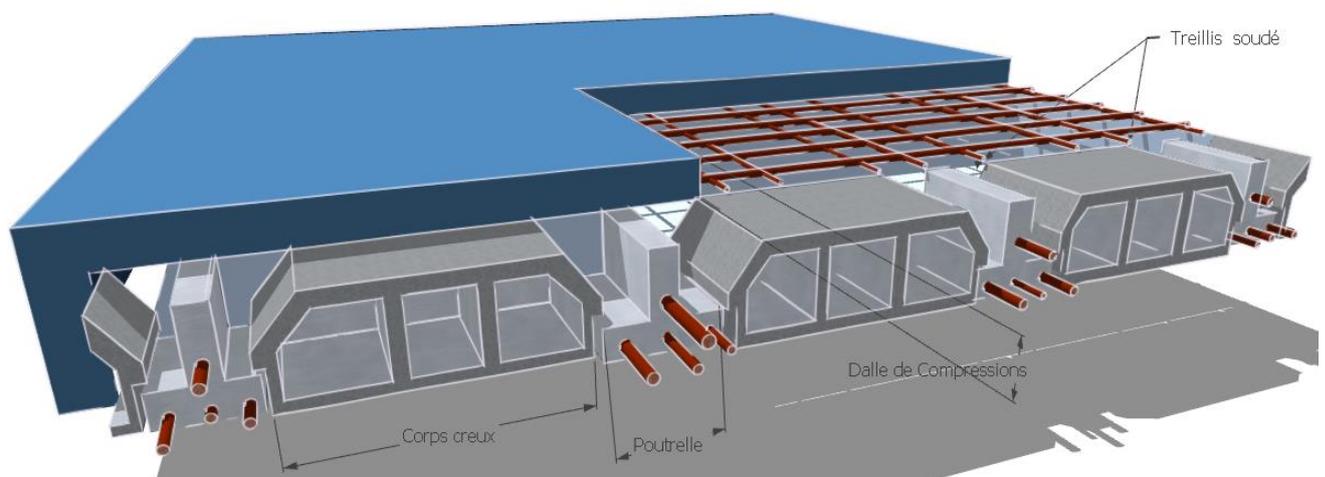


Figure 2.1 : Vue en 3D Plancher corps creux

- La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

- $h_t = \frac{L_{\max}}{22.5}$ (CBA93 ART B.6.8.4.2.4)

- Avec : $L_{\max} = L_0 - b_0 = 351\text{cm}$

- L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

- h_t : Hauteur totale du plancher.

- $h_t = \frac{351}{22.5} = 15.6\text{cm}$

$e \geq 15$ donc $e = 16\text{ cm}$

➤ **Condition De Sécurité A L'incendie :**

Pour 1 h de coupe de feu → $e = 7\text{ cm}$

Pour 2 h de coupe de feu → $e = 11\text{ cm}$

Donc, on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur égale à **20cm**.

$h_t = 20\text{cm}$ { 16cm pour l'épaisseur du corps creux
4cm pour la dalle de compression

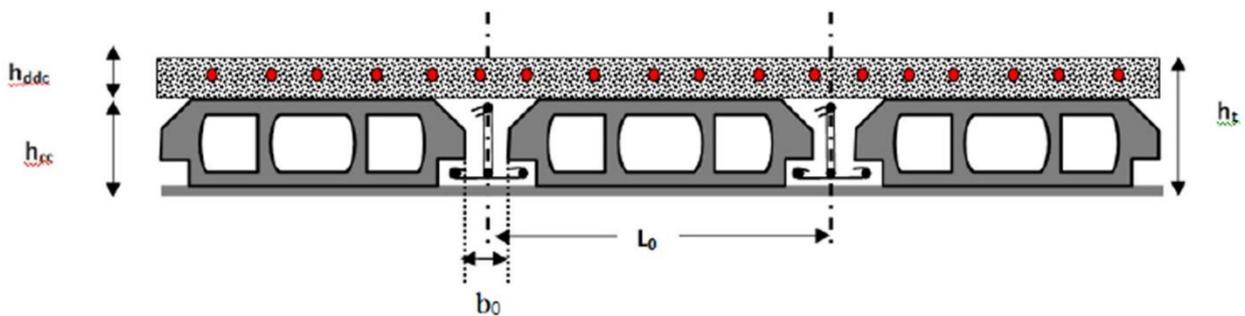


Figure 2.2 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : Distance entre axe des poutrelles.

b_0 : Largeur de la nervure.

➤ **Les Poutrelles :**

La disposition des poutrelles est dictée par deux critères :

- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche ;
- Les poutrelles se calculent comme des sections en T. la largeur de la dalle de compression à prendre en considération est :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{2}\right)$$

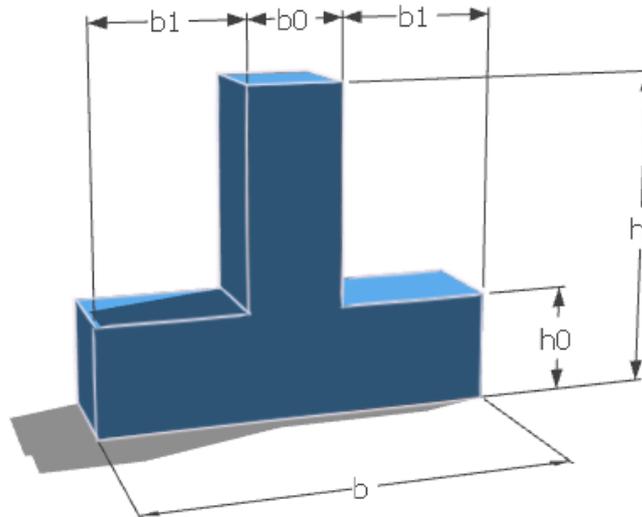


Figure 2.3 : Dimensionnement de la poutrelle

Avec :

b : la largeur de la table de compression.

b₀ : la largeur de la poutrelle.

L = L_x : distance entre axes de poutrelles.

L_y : Travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher = 20 cm.

h : Hauteur de la dalle de compression = 4 cm.

Soient :

L _x	L _y	b ₀	h _t	h ₀	b ₁	b = 2b ₁ + b ₀
55 cm	351 cm	10cm	20 cm	20 cm	27,5 cm	65cm

➤ **Plancher En Dalle Pleine :**

Une dalle pleine est un élément horizontal en béton armé coulé sur place, reposant, sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Ce type de plancher est utilisé essentiellement quand le plancher à corps creux n'est plus valable, son dimensionnement dépend des critères suivants :

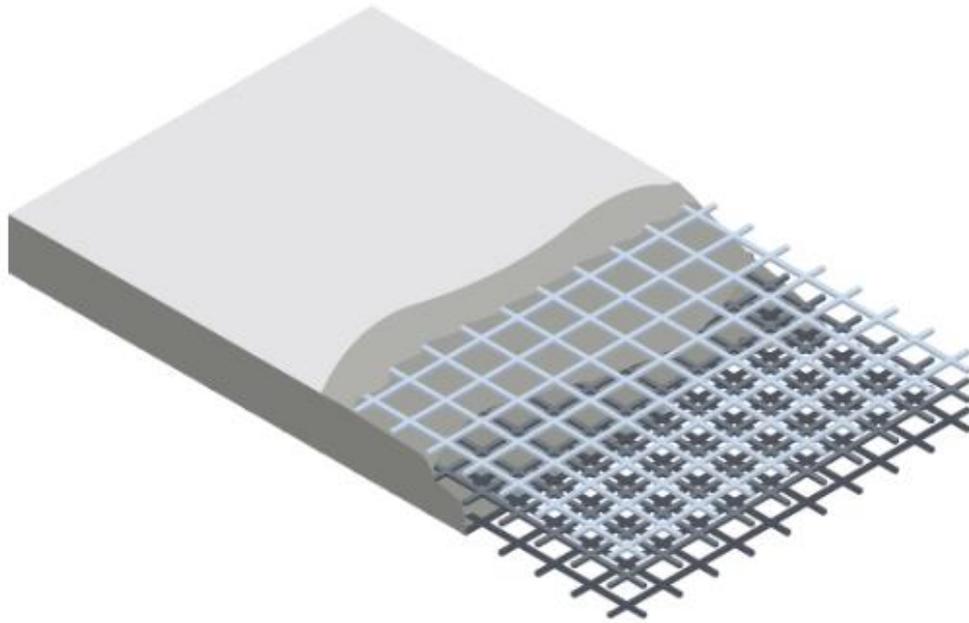


Figure 2.4 : Vue en 3D plancher Dalle Pleine

➤ **Critère de résistance à la flexion :**

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \longrightarrow \text{pour les dalles isostatiques}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \longrightarrow \text{pour les dalles sur deux ,trois ou quatre appuis ayant } \rho < 4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \longrightarrow \text{pour les dalles sur deux ,trois ou quatre appuis ayant } \rho < 0.4$$

L_x : la plus petite dimension du panneau de dalle.

➤ **Critère de coupe-feu:**

- $e \geq 7\text{cm}$ \longrightarrow pour 1 heures de coup de feu

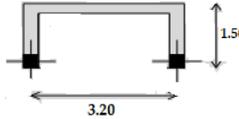
- $e \geq 11\text{cm}$ \longrightarrow pour 2 heures de coup de feu

- $e \geq 14\text{cm}$ \longrightarrow pour 4 heures de coup de feu

➤ Critère d'isolation phonique (acoustique) :

$e \geq 14$ Ce critère ne s'applique pas pour les balcons, terrasse,...etc.

Dans notre projet on dispose de plusieurs panneaux de dalles pleines à savoir leurs cas de Charges et leurs modes d'appuis (**voire les plans**). En se basant sur les critères cités ci-dessus,

cas de charge	Panneaux	schéma de la dalle	Lx (m)	Ly (m)	ρ	e calculé (cm)	e adopte (cm)
Accès du bloc (RDC)	DP1 4 appuis		3.20	1.50	0.46	9.84	15

2.2.2. LES POUTRES :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On a deux types : poutres principales, poutres secondaires.

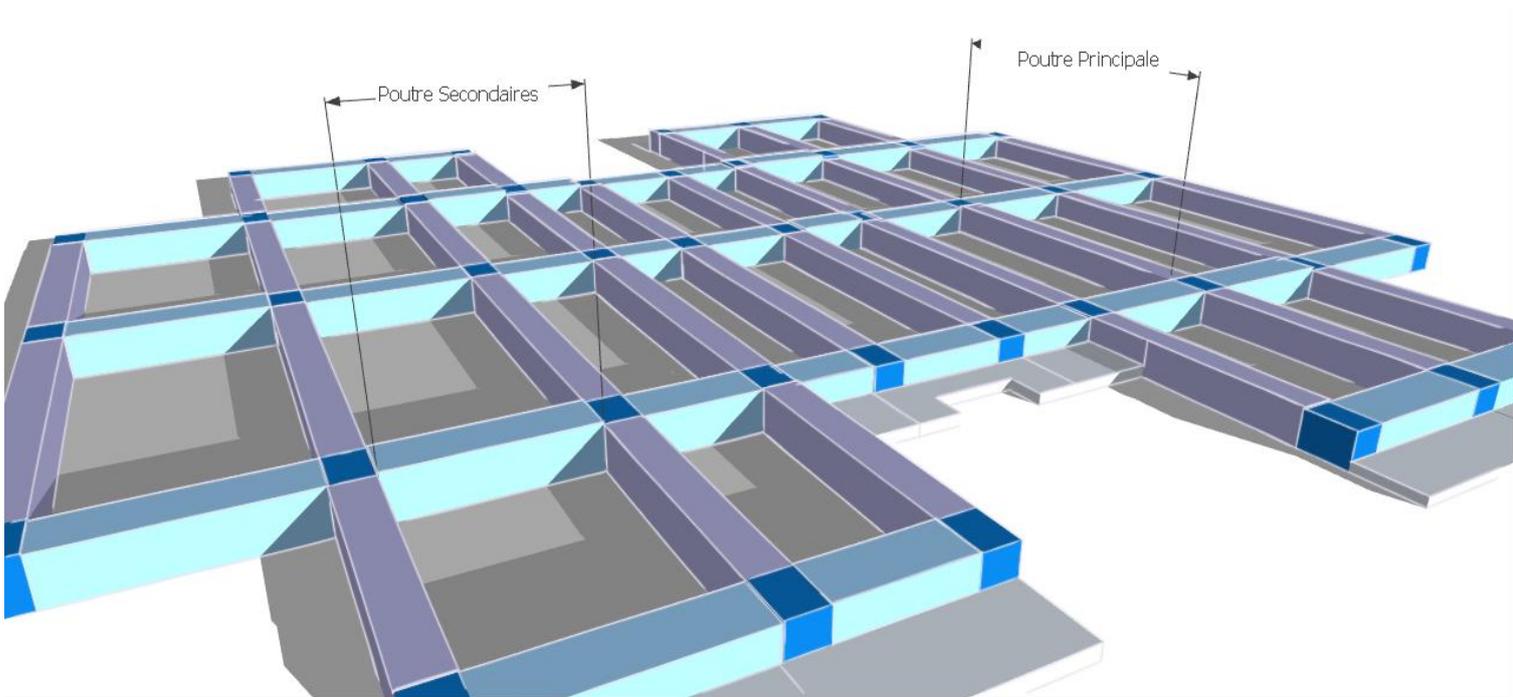


Figure 2.5 : Vue en 3D Disposition PP et PS

➤ **Poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad L_{max}: \text{portée maximale entre nus d'appuis ;}$$

	BAEL91	RPA99 VERSION2003	
	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$		
Hauteur (h)	Avec $L_{max} = 440 \text{ cm.}$ $\frac{590 - 30}{15} \leq h \leq \frac{590 - 30}{10}$ $37.33 \leq h \leq 56$ h=40 cm	$b \geq 20\text{cm}.... \text{CV.}$ $h \geq 30\text{cm}....\text{CV.}$ $\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{40}{30} = 1.33 < 4....\text{CV.}$	h = 40
Largeur (b)	$0.3h \leq b \leq 0.8h$ $12 \leq b \leq 32$ b = 30cm		b = 30

Tableau 2.1 : Pré dimensionnement de la poutre principale

➤ **Poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par la condition de la flèche

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad L_{max}: \text{Portée maximale entre nus d'appuis ;}$$

	BAEL91	RPA99 VERSION2003	
	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$		
Hauteur (h)	Avec $L_{max} = 440 \text{ cm.}$ $\frac{381 - 30}{15} \leq h \leq \frac{381 - 30}{10}$ $23.4 \leq h \leq 35.1$ h=35 cm	$b \geq 20\text{cm}.... \text{CV.}$ $h \geq 30\text{cm}....\text{CV.}$ $\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{45}{35} = 1.16 < 4....\text{CV.}$	h = 35
Largeur (b)	$0.3h \leq b \leq 0.8h$ $13.5 \leq b \leq 31.5$ b = 30cm		b = 30

Tableau 2.2 : Pré dimensionnement des poutre secondaire

2.2.3. LES VOILES :

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

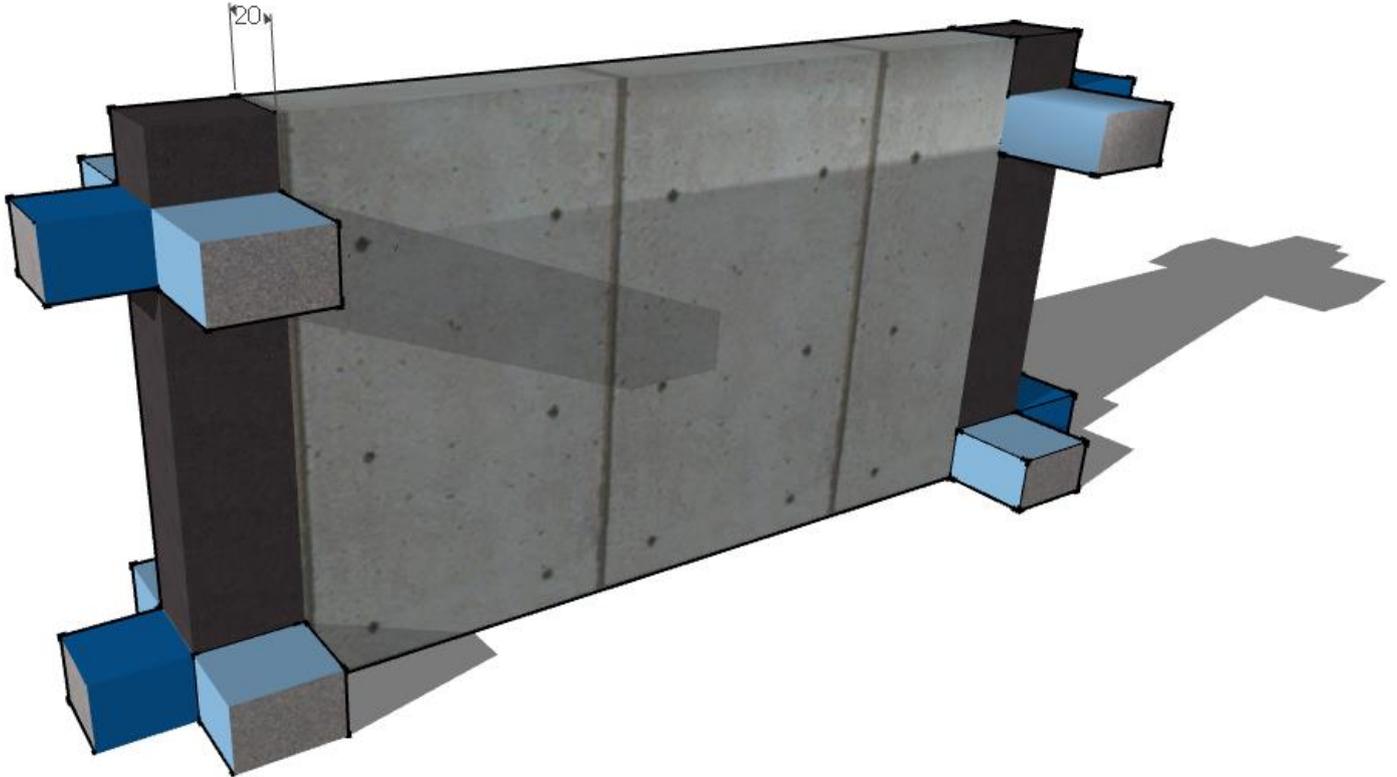


Figure 2.6 : Vue en 3D de Voile

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq \max \left[\frac{e}{20} ; 15 \text{ cm} \right] \dots \dots \dots \text{RPA99 (article 7.7.1)} \\ L \geq 4 \times e \end{cases}$$

Avec : h_e : Hauteur libre d'étage. e : épaisseur du voile.

NIV	h_e
<u>Sous-Sol</u>	$h_e = 3.40 - 0.4 = 3.00\text{cm}$
RDC + Autres Niveaux	$h_e = 3.23 - 0.4 = 2.84\text{cm}$

De ce dernier résultat on peut pré dimensionner l'épaisseur du voile avec les lois mentionnées dans le tableau ci-après:

h_e (m)	Voile en L	Voile en droit	e_{adopte} (cm)	Longueur min du voile (cm)
Formule	$e \geq \max(h/22, 15)$	$e \geq \max(h/20, 15)$		$L \geq 4e$
E/Sol 3.00	$e \geq \max(13.63, 15)$	$e \geq \max(15, 15)$	20	80
RDC 2.84	$e \geq \max(12.90, 15)$	$e \geq \max(14.2, 15)$	20	80

Tableau 2.3 : Pré dimensionnement des Voile

2.2.4. L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments, comme il peut servir de garde-corps pour les terrasses accessibles.

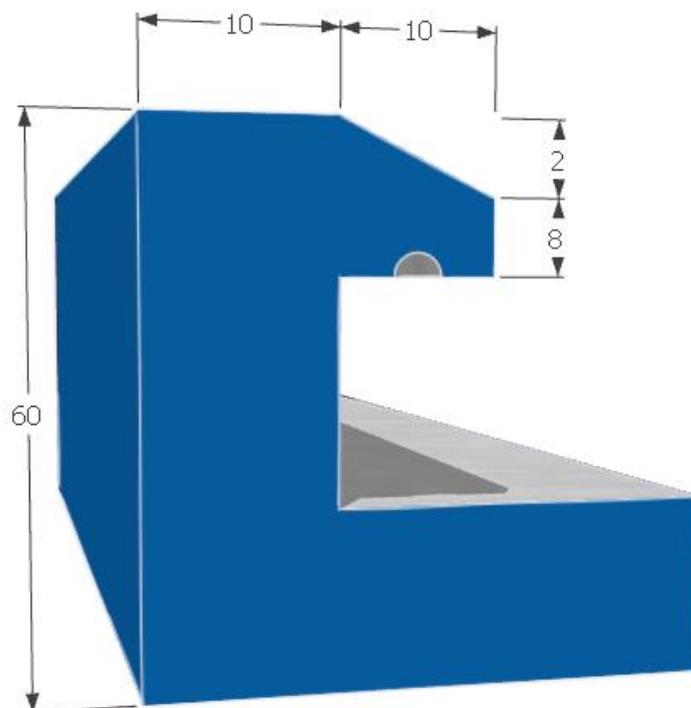


Figure 2.7 : Vue en 3D d'Acrotère

➤ **Hypothèses de calcul :**

L'acrotère est sollicité en flexion composée ; La fissuration est considérée comme préjudiciable ; Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire ;

$$G = \rho \times s \quad s = ((0.01 \times 0.02 / 2) + (0.01 \times 0.8) + (0.1 \times 0.6)) = 0.0690 \text{ m}^2$$

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Charge KN/m ²
Poids propre	0.069	25	1.725
Enduit de ciment intérieur	0.01	20	0,40
Enduit de ciment extérieur	0.01	20	0,36
Charge permanente G total			2.125
La charge d'exploitation :			1

Tableau 2.4 : Charges et surcharges de l'acrotère

2.2.5. LES ESCALIERS :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place

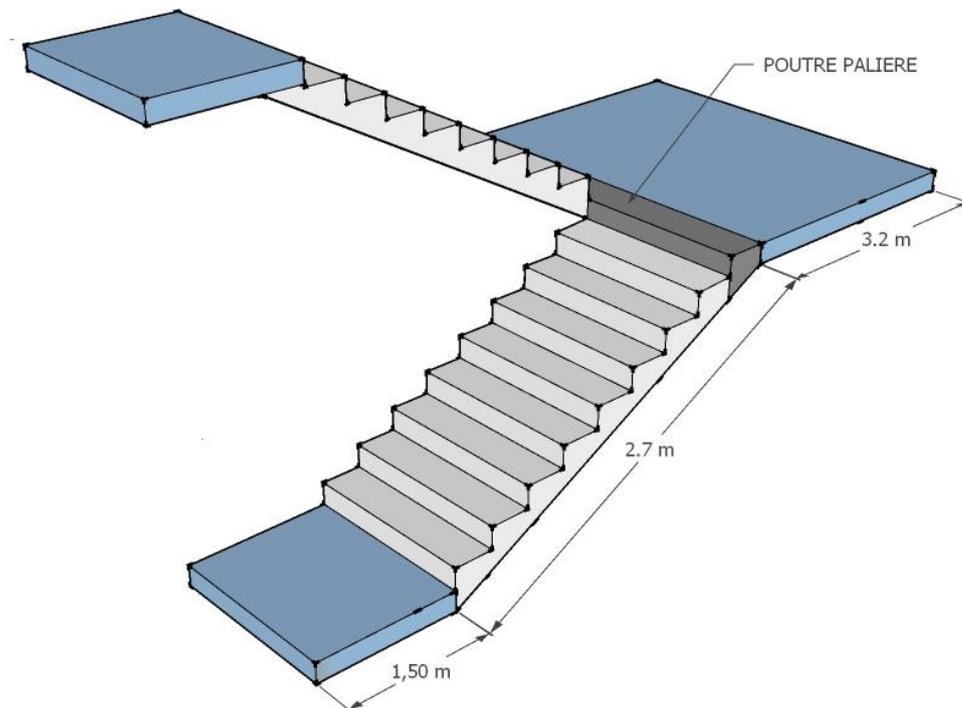


Figure 2.8 : Vue en 3D d'Escaliers

➤ Dimensionnement Des Escaliers :

Escalier	Rdc	Etage Courant
$16.5 \text{ cm} \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$	$h = 17 \text{ cm}$	$h = 17 \text{ cm}$
$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$	$g = 30 \text{ cm}$	$g = 30 \text{ cm}$
$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$	$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$	$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$
nombre de marche $\rightarrow n = \frac{H}{h}$	$\frac{170}{17} = 10 \text{ marche}$	$\frac{161}{17} = 9 \text{ marche}$
l'inclinaison $\tan \rightarrow \alpha$	$\frac{170}{290} \rightarrow \alpha = 30.38^\circ$	$\frac{161}{290} \rightarrow \alpha = 29.03^\circ$
$L_{inc} = \frac{H}{\sin \alpha}$	$\frac{170}{\sin 30.38^\circ} = 336 \text{ cm}$	$\frac{161}{\sin 29.03^\circ} = 331 \text{ cm}$
$\frac{L_{inc}}{30} \leq ep \leq \frac{L_{inc}}{20}$	$\frac{336}{30} \leq ep \leq \frac{336}{20}$ $12.86 \leq ep \leq 19.29$ $e = 15 \text{ cm}$	$\frac{331}{30} \leq ep \leq \frac{331}{20}$ $14.83 \leq ep \leq 22.25$ $e = 15 \text{ cm}$

Tableau 2.5 : Dimensionnement Des Escaliers

2.2.6. LES BALCONS :

Le pré dimensionnement des planchers à dalles pleines (les balcons) se fait en se basant sur les

critères suivants : $e \geq \frac{L}{10}$

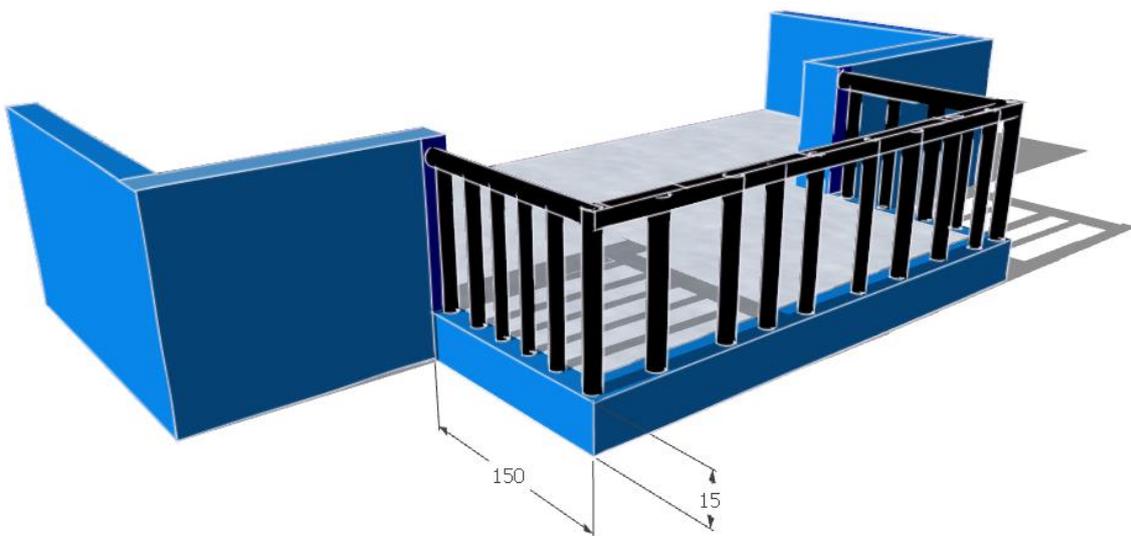


Figure 2.9 : Vue en 3D de Balcons

Avec L : largeur delà console. L= 150 cm ;

$e \geq \frac{150}{10} = 15cm \rightarrow$ On choisit une épaisseur e = 15cm.

2.3. EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES : BC 2.2 :

2.3.1.charges Permanent

A - Plancher Terrasse Inaccessible :

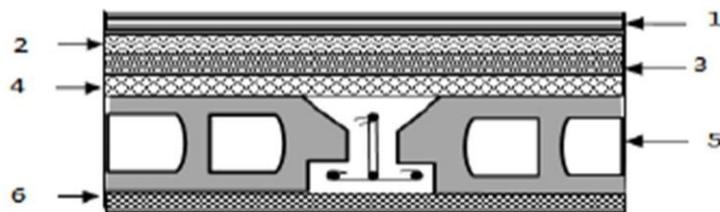


Figure 2.10 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Charge KN/m ²
1	Gravillon de protection	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0,12
3	Liège (isolation thermique)	0.04	4	0,16
4	Forme de pente	0.1	22	2,20
5	Dalle (corps creux)	(16+4)	-	2,80
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0,20
Charge permanente G total				6,48

Tableau 2.6 : Evaluation des charges permanente du plancher terrasse inaccessible.

B - Plancher étage courant :

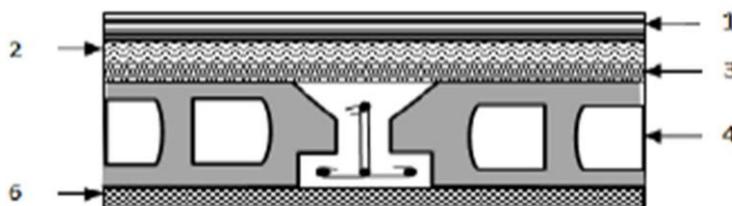


Figure 2.11 : Coupe transversale d'un plancher étage courant.

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Charge KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0,36
4	Plancher à corps creux	(16+4)	-	2,80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0,20
6	Cloison de séparation	0.1	10	1
	Charge permanente G total			5,2

Tableau 2.7 : Evaluation des charges permanente du plancher étage courant.

C - La Dalle Pleine :

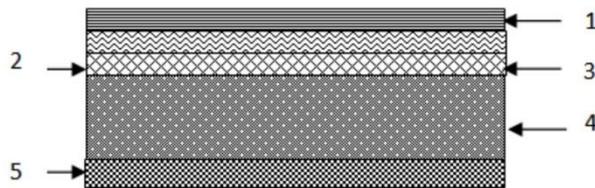


Figure 2.12 : Coupe transversale de la dalle pleine.

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Charge KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0,36
4	Plancher dalle plein	0.15	25	3,75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0,20
6	Cloison de séparation	10	10	1
	Charge permanente G total			6.15

Tableau 2.8 : Evaluation des charges permanente sur la dalle pleine.

D-Les balcons :

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Charge KN/m ²
Carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Dalle pleine	0.15	25	3,75
Couche de plâtre	0.02	20	0,40
Charge permanent G total			5,35

Tableau 2.9 : Evaluation des charges permanente sur le balcon

E - Murs Extérieurs Et Intérieurs :

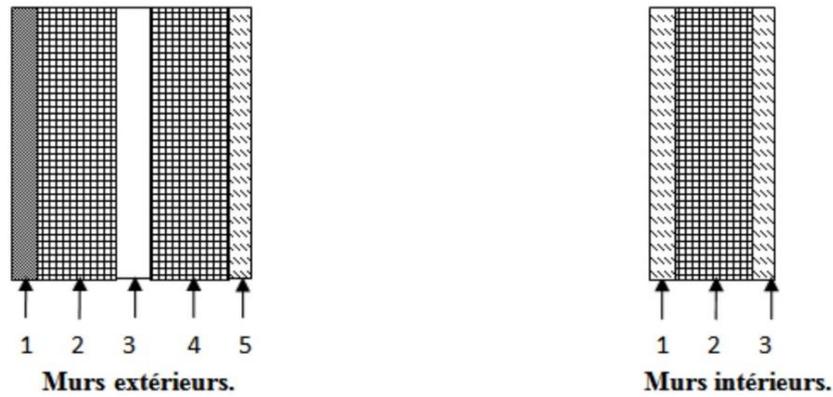


Figure 2.13 : Coupes transversales des murs extérieurs et intérieurs.

N°	Éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Charge KN/m ²
1-4	Mortier en ciment	2	20	0,40
2	Enduit plâtre	20	9	1,80
3	Brique creuse	2	10	0,20
5	Vide aire	5	-	-
Charge permanente G total				2,40

Tableau 2.10 : Evaluation des charges permanente du mur extérieur

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Charge KN/m ²
Enduit plâtre	0.015	10	0,15
Brique creuse	0.01	9	0,90
Enduit ciment	0.015	18	0,27
Charge permanent G total			1,32

Tableau 2.11 : Evaluation des charges permanente du mur intérieure

F-Les escaliers :

❖ **Palier de repos :**

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Charge KN/m ²
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Palier (dalle planché)	16	25	4
Couche de plâtre	2	10	0,20
Charge permanente G total			5,40

Tableau 2.12 : Evaluation des charges et surcharges du palier de repos.

❖ **Volée :**

Le calcul des charges permanentes sur la volée se fait en basant sur :

- Poids de la paillasse et la couche d'enduit : $\frac{\gamma \cdot e}{\cos \alpha}$
- Poids d'une marche : $\frac{\gamma \cdot h}{2}$
- Poids du revêtement et du mortier de pose : $\gamma \cdot e$ → horizontal
- $\frac{\gamma \cdot h \cdot e}{g}$ → vertical

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Charge KN/m ²
1	carrelage	0.02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0,36
4	marche	0.17	25	2.125
5	paillasse	0.17	10	4.87
6	Garde-corps	/	/	0.2
Charge permanente G total				8.495

Tableau 2.13 : Evaluation des charges permanente de la paillasse.

2.3.2. Charges d'exploitations :

Ce sont des actions dans l'intensité varie fréquemment et d'une façon important dans le temps. La durée d'application est très faible par rapport aux durées de vie de constructions. Les valeurs de ces charges sont fixées par le règlement, en fonction des conditions d'exploitation de la construction.

Niveau	Usage	Charge KN/m ²
Terrasse	Inaccessible	1
Etage courant	Habitation	1,5
RDC	Habitation	1.5
Balcon	Habitation	3,5
Escalier	Habitation	2,5
Sous-sol	Parking	2,5

Tableau 2.15 : Evaluation des charges d'exploitations

2.4. LES POTEAUX :

Un poteau est un élément dont le grand côté de la section transversal ne dépasse pas 4 fois le petite côté de celle-ci et dont la hauteur est au moins égale à 3 fois le grande côté .Lorsque ce n'est pas le cas, il convient de la considérer comme un voile .En choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. On utilise un calcul dépend sur la descente de charge tout en appliquant dégression des charges d'exploitation. Pour cela, nous suivant les étapes suivantes :

- Déterminer les charges et les surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.
- Calcule de la surface reprise par chaque poteau.
- Vérification de la section à l'ELS.
- La section du poteau est calculée aux états limites ultimes.

La section de poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le **(RPA99)**.

Selon BAEL91 on a :

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\theta \frac{f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85}{100} f_{ed}}$$

Tel que :

- $k = 1,10$ Si plus de la moitié des charges sont appliquée avant 90 jours.
- $K = 1,20$ et Si plus de la majeure partie des charges sont appliquée avant 28 jours (f_{c28} est remplacement par f_{c_j}).
- $K = 1$ pour les autres cas.

Dans notre cas $k=1$

Br : Section réduite du poteau (cm^2)

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad , \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$f_{c_{28}}$: Résistance à la compression du béton $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 500 \text{ MP}$

$\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

θ : Est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

➤ $\theta = 1$ $T > 24\text{h}$ notre cas.

➤ $\theta = 0,9$ $1\text{h} \leq T \leq 24\text{h}$

➤ $\theta = 0,85$ $T < 1\text{h}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa.}$$

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique (λ) des poteaux qui est défini comme suit :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{Si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0,85\lambda^2}{1500} \quad \text{Si } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a} \quad (a : \text{La plus petite cote}).$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$ (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

D'où : $\beta = 1 + 0,2 \times 2 = 1,2$

$$Br \geq \frac{1 \times 1,2 \times Nu \cdot 10^{-3}}{1 - \frac{14,2}{0,9} + \frac{0,85}{100} \cdot 434,78} \cdot 10^4 = 0,61 Nu \text{ (cm)}^2.$$

3.4.1. La descente des charges :

➤ Lois de dégression : DTR BC 2.2 :

La charge d'exploitation subi une loi de dégression horizontale et verticale.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis de charge d'exploitant suivant :

Q_0 : La surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Sous la terrasse..... Q_0

Sous le dernier étage..... $Q_0 + Q_1$

Sous l'étage immédiatement :

- Etage (2)... $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2)$
- Etage (3)... $Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Etage (n)..... $Q_0 + \frac{3+n}{2n} Q_1 + Q_2 + Q_3 +$ Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$,
avec n : nombre de d'étages.

Terrasse Q_0 .

Etage 4..... $Q_0 + Q_1$.

Etage 3..... $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$.

Etage 2..... $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Etage 1..... $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

RDC..... $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$.

Sous-sol..... $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$.

Le pré-dimensionnement des poteaux va se faire avec le poteau le plus sollicité, donc pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

1. Majorer la surface de 10% (S).
 2. charges permanentes : $N_G = 1,15 \times G \times S$
 3. surcharges d'exploitation : $N_Q = Q \times S$ Q: Charge d'exploitation.
- Calcule l'effort normal à l'état limite ultime soit : $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$

Vérification selon RPA99/V2003 :

Pour une zone sismique **III** on doit avoir au minimum :

- $\text{Min}(a, b) \geq 30\text{cm}$.
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e/20$
- $1/4 < a/b < 4$

Avec : (a, b) : dimensions de la section de poteau.

h_e : La hauteur d'étage.

➤ **Poteau centrale (poteau plus sollicité)**

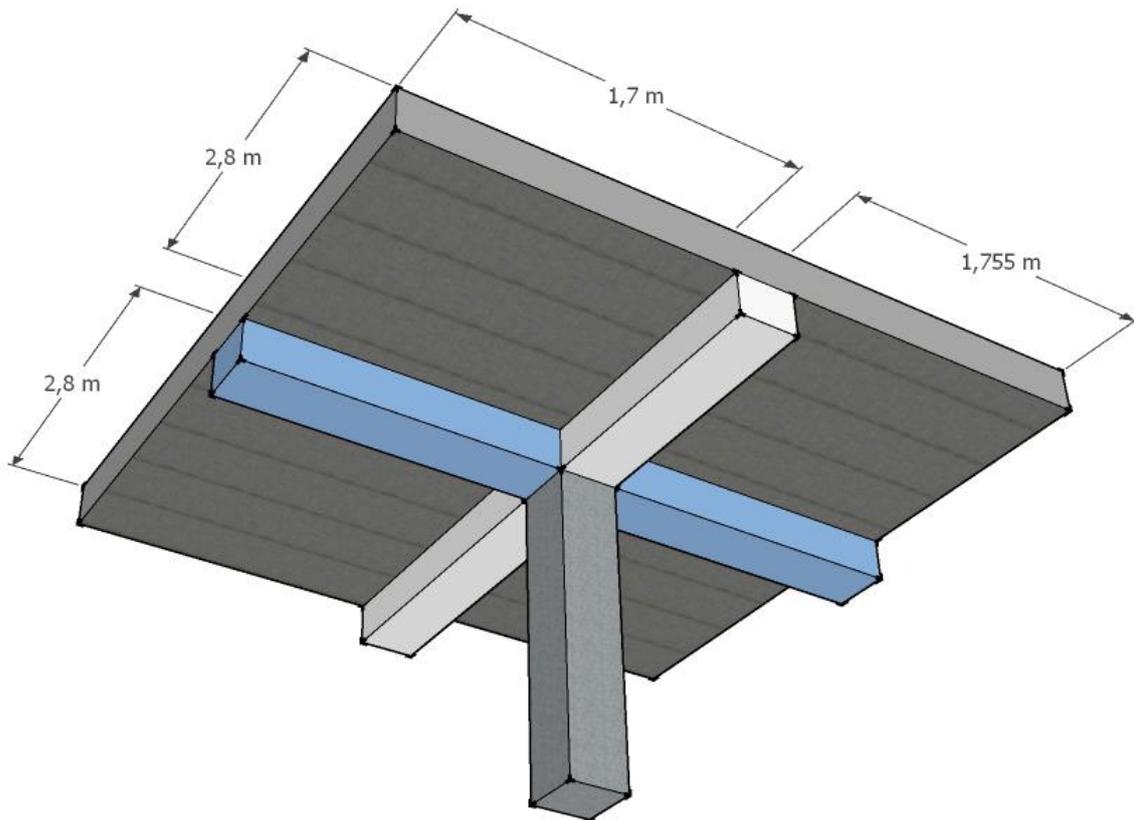


Figure 2.14 : surface d'influence de poteau.

La surface revenant au poteau centrale :

$$S = \left(\left(\frac{5,9}{2} - \frac{0,30}{2} \right) + \left(\frac{5,9}{2} - \frac{0,30}{2} \right) \right) \times \left(\left(\frac{3,7}{2} - \frac{0,30}{2} \right) + \left(\frac{3,81}{2} - \frac{0,30}{2} \right) \right).$$

$$S = (2,8 + 2,8) \times (1,7 + 1,755)$$

$$S = 19,34 \text{m}^2$$

La surface majorée du poteau centrale :

$$S' = 1,1 \times 19,348 = 21,28 \text{m}^2$$

➤ **Charge revenant au poteau centrale :**

Niveaux	Eléments	NG (KN)	NQ (KN)
Terrasse	Poids de Plancher	137.91	21.28
	Poids de Poutre principale	17.7	-
	Poids de Poutre secondaire	9.84	-
	Total	165.45	21.28
Etage courant	Poids de Plancher	110.67	31.92
	Poids de Poutre Principale	17.7	-
	Poids de Poutre secondaire	9.84	-
	Poids de poteau	7.26	-
	Total	145.47	31.92
RDC	Poids de Plancher	110.67	63.84
	Poids de Poutre Principale	17.7	-
	Poids de Poutre secondaire	9.84	-
	Poids de poteau	7.26	-
	Total	145.47	63.84
Sous-sol	Poids de Plancher	110.67	37,59
	Poids de Poutre Principale	17.7	-
	Poids de Poutre secondaire	9.84	-
	Poids de poteau	7.65	-
	Total	124,52	53.2

Tableau 2.16 : charge revenant au poteau

➤ **Section de poteau centrale :**

N	G (KN)	Q (KN)	$\frac{3+n}{2n}$	Gcum (KN)	Qcum (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	(a , b) Calculé (cm ²)	(a , b) calculé (cm ²)
T	165.45	21.28	-	165.45	21.28	280.80	171.28	-	-
N5	145.47	31.92	1	310.92	53.2	549.49	335.18	20.30	35× 35
N4	145.47	31.92	0,95	456.39	85.12	818.18	499.08	24.34	35× 35
N3	145.47	31.92	0,9	601.86	117.04	1086.87	662.99	27.74	40× 40
N2	145.47	31.92	0,85	747.33	148.96	1355.56	826.89	30.75	40× 40
N1	145.47	31.92	0,8	892.8	180.88	1624.26	990.79	33.47	40× 40
RDC	145.47	31.92	0,75	1038.27	212.8	1892.95	1154.69	35.98	50× 50
SS	145.47	37,59	0,71	1183.74	250.39	2170.99	1324.30	38.39	50× 50

Tableau 2.17 : section de poteau centrale

➤ **Vérification aux conditions (RPA99/V2003/art7.4.1) :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux en **zone III** devant les conditions suivants :

- **Poteau (35×35) :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \min(a, b) = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} & \text{condition vérifiée} \\ \min(a, b) = 35 \geq \frac{323}{20} = 16.15 & \text{condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4 & \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

2.5. CONCLUSION :

LES PALNCHERS	
Plancher corps creux de	20 cm
Dalle pleine de	15 cm
LES POUTRES	
Poutres principales	(30x45)cm ²
Poutres secondaires	(30x40)cm ²
Poutre brisée	(30x40) cm ²
LES VOILES	
Voile RDC	e=20 cm ; L≥80 cm
Voiles étages courants	e=15 cm ; L≥60cm
ACROTÈRE	
Acrotère de dimensions standards	H = 60 cm
ESCALIER	
palier	e= 15cm
paillasse	e=15 cm
BALCONS	
Balcons	e=10 cm
POTEAUX	
RDC et s-sol	(50x50) cm ²
1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	(40x40) cm ²
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	(35x35) cm ²

Tableau 2.18 : Résumé de pré dimensionnement des éléments

CHAPITRE 03

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

3.1. INTRODUCTION :

Dans notre ouvrage on peut distinguer deux types d'éléments :

- Les éléments principaux qui contribuent au contreventement direct
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement

Ce chapitre concerne le dimensionnements de ces éléments :

- ✓ L'acrotère
- ✓ Les balcons
- ✓ Les escaliers
- ✓ La dalle salle machine
- ✓ Les planchers

3.2. CALCUL DE L'ESCALIER :

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton arme coulés sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

L'escalier est calculé à la flexion simple et puisqu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considérées peu préjudiciables.

Nous aurons dans ce calcul à étudier un genre d'escalier avec une paillasse et deux paliers.

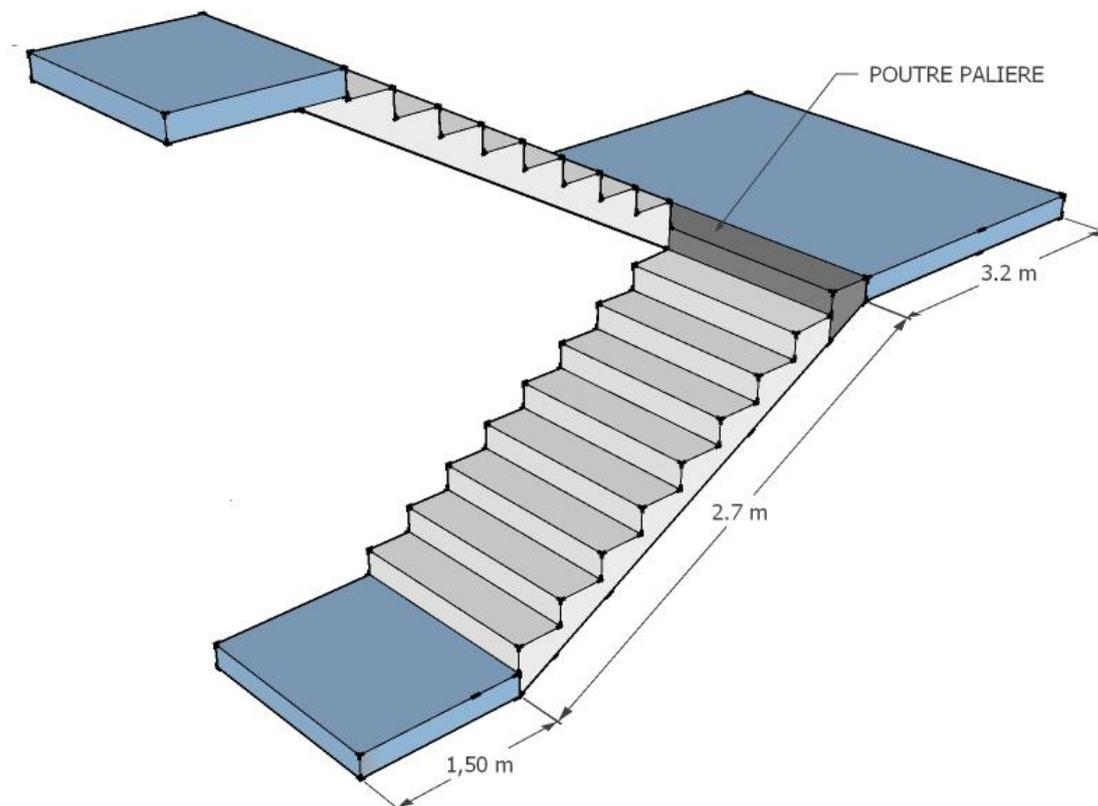


Figure 3.1 : Schéma d'escalier

3.2.1. Calcul des sollicitations :

Eléments	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
Palier	5.15	2.5	10.70	7.65
paillasse	8.39	2.5	15.75	15.08

Tableau 3.1 1: Calcul des sollicitations.

On dimensionnera avec la charge la plus défavorable.

3.2.2. Ferrailage :

Le calcul se fait en considérées les fissurations sont peu préjudiciables car les escaliers sont à l'intérieur du bâtiment, et ne sont pas soumis aux intempéries.

L'escalier est calculé comme une poutre isostatique sur deux appuis. Les articulations sont encastrées de deux cotés.

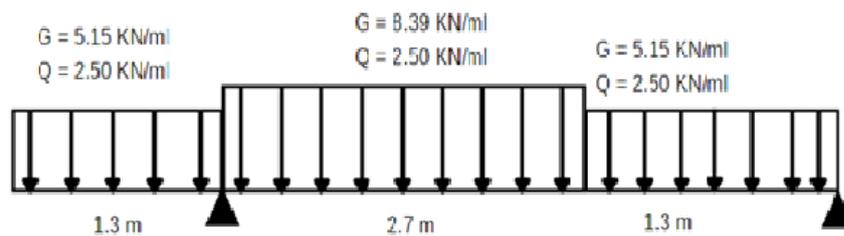


Figure 3.2 : Les charges et les surcharges de calcul.

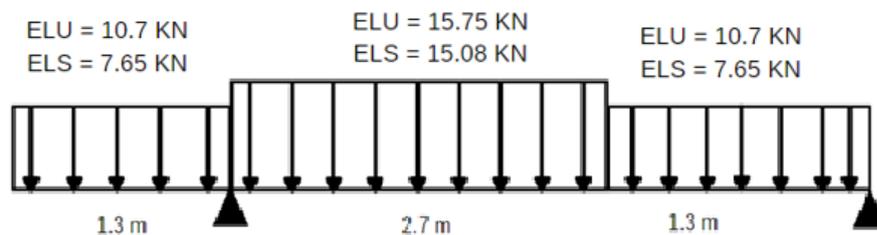


Figure 3.3 : Combinaison des charges.

1. réactions d'appuis

Appuis	Réaction à l'ELU (KN)	Réaction à l'ELS (KN)
A	58.77	42.25
B	32.23	23.11

2. efforts tranchants et des moments fléchissant

On utilisant logiciel ETABS pour déterminer les moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELU et à L'ELS

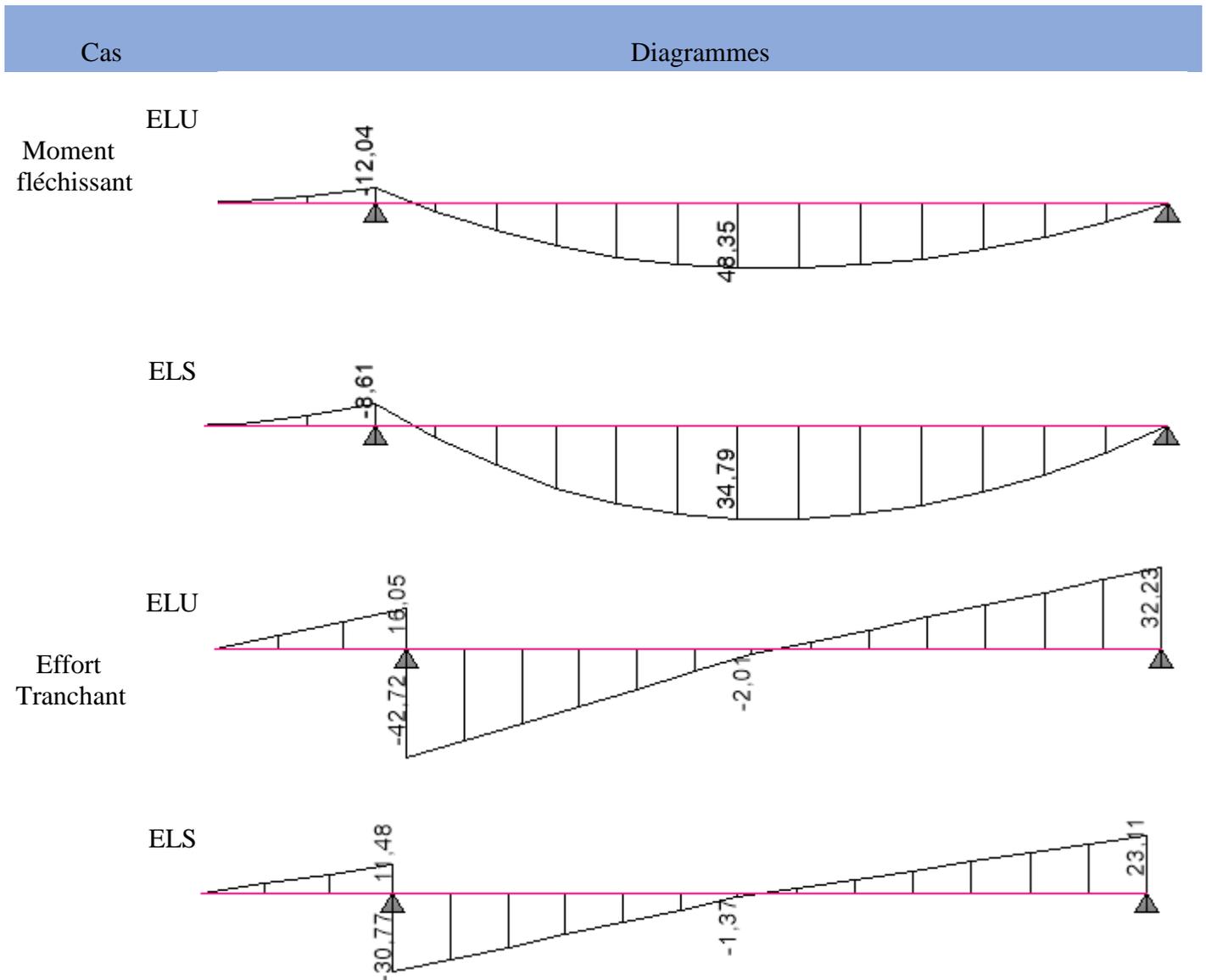


Figure 3.4 : diagramme du moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.

➤ **Les moments max**

A l'ELU

En tenant compte du semi-encastrement partiel au niveau des appuis, on prend :

Aux appuis : $M_a = 0,3 M_{max}$

En travées : $M_t = 0,85 M_{max}$

A l'ELS

En tenant compte du semi-encastrement partiel au niveau des appuis, on prend :

Aux appuis : $M_a = 0,3 M_{max}$

En travées : $M_t = 0,85 M_{max}$

M	à l'ELU (KN .m)	à l'ELS (KN .m)
M max	48.35	34.79
M appuis	14.51	10.44
M travées	41.09	29.57

Tableau 3.2 2: Résultat des moments

1. Calcul de ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

a) Armature longitudinales

$$b = 100 \text{ cm}, \quad d = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}.$$

/	M(KN.m)	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{add}(\text{cm}^2)$	Choix d'armateur
En travée	41.09	5,52	5.65	5HA12
En appuis	14.51	0.47	3.39	3HA12

Tableau 3.3 : Calcul des armatures en travée et aux appuis.

$$S_t = 20 \text{ cm}.$$

b) Armatures de répartition :

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_r = \frac{A_a}{4} = 0.11 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8=2.01 cm², avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

3.2.3. Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A4.2) :

$$A_{min} = \frac{A_{min}}{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad A_u \geq A_{min}$$

$$= 1.73 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la disposition des armatures (BAEL91. ArtA.8.2.42) :

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm},$$

$$S_t = 20\text{cm}$$

c) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art5.1.2) :

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d}, \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right).$$

V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
42.72	0.237	3.33	Condition vérifiée

Tableau 3.4 : Vérification de l'effort tranchant

Remarque :

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

d) Vérification de l'adhérence d'appuis (BAEL91. ArtA.6.3)

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur ultime :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_u = \Psi_s \cdot f_{t28} = 3.36 \text{ MPa}.$$

$\sum U_i$: Somme de périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \pi n \phi = \pi \times 5 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}.$$

V_u (KN)	$\sum U_i$ (cm)	τ_{se} (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	Observation
42.72	18.84	2.51	3.36	Condition vérifiée

Tableau 3.5 : Vérification de la contrainte d'adhérence.

Donc :

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

3.2.4. Vérification à L'ELS :

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MP}$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

/	M_s (KN.m)	A (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	34.79	5.65	8,59	Condition vérifiée
appuis	8.61	3.39	2,71	Condition vérifiée

Tableau 3.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

a. Vérification des contraintes dans d'acier

On doit vérifier $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

/	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
Travée	387,4	434,78	Condition vérifiée
Appuis	156,8	434,78	Condition vérifiée

Tableau 3.7 : Vérification des contraintes dans l'acier.

3.2.5. Schéma de ferrailage :

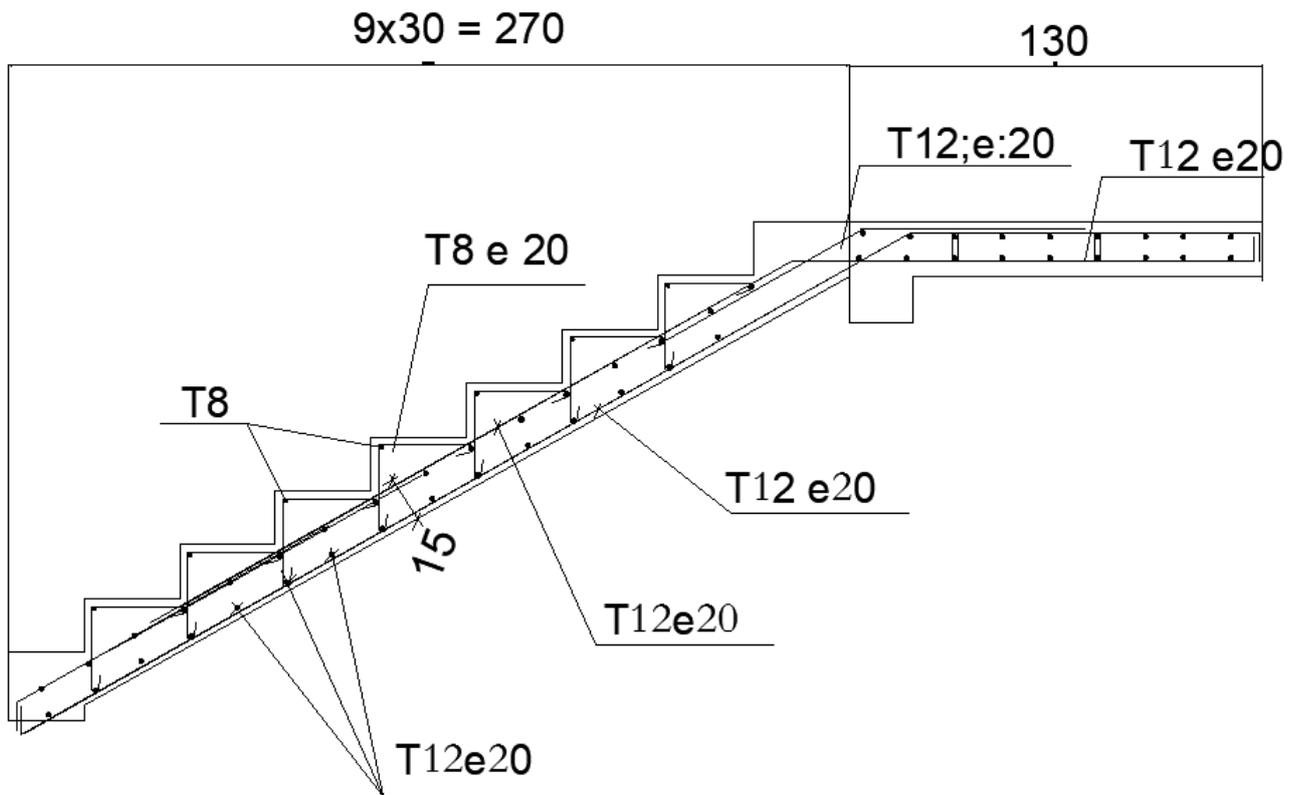


Figure 3.5 : Schéma de ferrailage d'escaliers

3.3. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :

3.3.1. Introduction :

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction B calculée précédemment). Et elle aussi sollicitée par un couple de torsion.

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

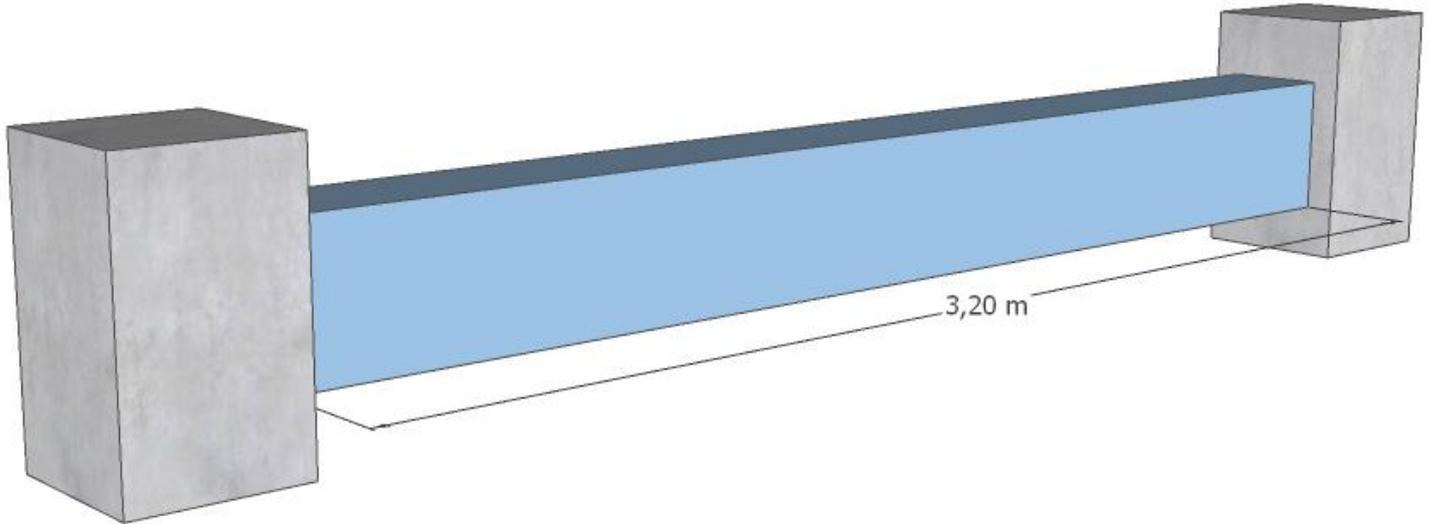


Figure 3.6 : Schéma de la poutre palière

3.3.2. Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le BAEL91 [2], les dimensions de la poutre sont

Le RPA99 [1] préconise		
$h \geq 30 \text{ cm}$	$b \geq 25 \text{ cm}$	$\frac{h}{b} \leq 4.$

3.3.3. Sollicitations

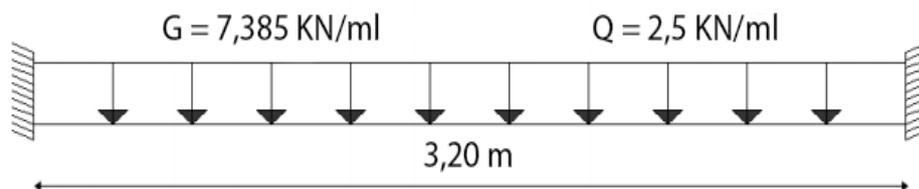


Figure 3.6 : Les charges et les surcharges de calcul.

ELU :

$$R_a = 25.14 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 1.35 (G_p+G_m) + R_b = 1,35 (2.25+4.59) + 25.14 = 34.37 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{34.37 \cdot 3,2^2}{8} = 43,99 \text{ kN.m}$$

$$V_U = \frac{q l}{2} = \frac{34.37 \cdot 3,2}{2} = 54.99 \text{ kN}$$

$$M_a = (-0,3) \times 43,99 = -13.2 \text{ kN.m}$$

$$M_t = (0,85) \times 43,99 = 37,39 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$R_a = 18.06 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = G_p + G_m + R_b = 2.25 + 4.59 + 18.06 = 24.9 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{24.9 \cdot 3,2^2}{8} = 31,87.01 \text{ Kn.m}$$

$$V_U = \frac{q l}{2} = \frac{24.9 \cdot 3,2}{2} = 39,84 \text{ kN}$$

$$M_a = (-0,3) \times 31,87 = -9,56 \text{ kN.m}$$

$$M_t = (0,85) \times 31,87 = 27,08 \text{ kN.m}$$

3.3.4. Ferrailage

a) **Les armatures longitudinales :**

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e \quad (\text{Art. A.4.2.2/BAEL99}).$$

$$A_{rpa} = 0.15\% \cdot b \cdot h \quad (\text{Art.7.7.3/RPA99.V2003})$$

Poutre		M (KN.m)		A _{Rpa min} (cm ²)	A _{bael} (cm ²)	ferrailage	A _{adpt} (cm ²)
30x35	appuis	13.2	0.98	1.575	0,912	3T14	4,62
	travée	37,93	2,19			3T14	4,62

Tableau 3.6 : Ferrailage de la poutre palier.

➤ **Les armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{lmin} \right) \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On choisit un cadre et un étrier $A_t = 4\phi_8 = 2.01\text{cm}^2$.

➤ **L'espace maximal**

$St \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_1, 30 \right)$ en zone nodale.

$St \leq \frac{h}{2}$ en zone courant.

On prendre

St = 10 cm en zone nodale.

St = 15cm en zone courant.

3.3.5. Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 .Art 5.1.2) :**

La vérification de l'effort tranchant se fera pour le cas plus défavorable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \\ \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right), \text{ fissuration peu préjudiciable} \end{array} \right.$$

Il y a aucun risque de cisaillement.

POUTRE	Vu	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	condition
30X35	54,99	0,6	4.35	vérifier

Tableau 3.8 : Vérification l'effort tranchant

3.3.6. Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{Mpa}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

POUTRE	M (KN.m)	As sup (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
30X35	appui	9,56	4,62	1,92
	travée	27,08	4,62	5,43

Tableau 3.9 : Vérification des contraintes de compressé

3.3.7. Schéma de ferrailage :

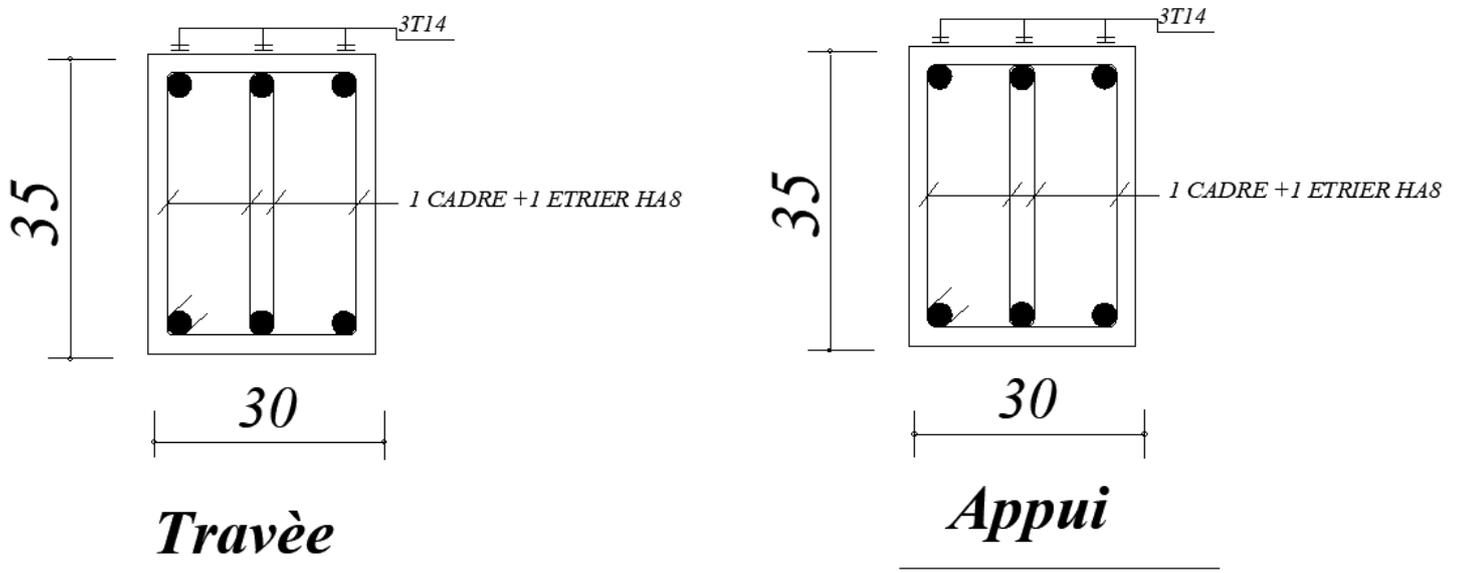


Figure 3.7 : Schéma de ferrailage d'escaliers

3.4. ETUDE DES PLANCHERS EN CORPS CREUX :

Un plancher est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des dimensions (l'épaisseur h) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y), être infiniment rigides dans leur plan.

Les planchers de (16+4) sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles qui sont disposées dans le sens de la petite portée.

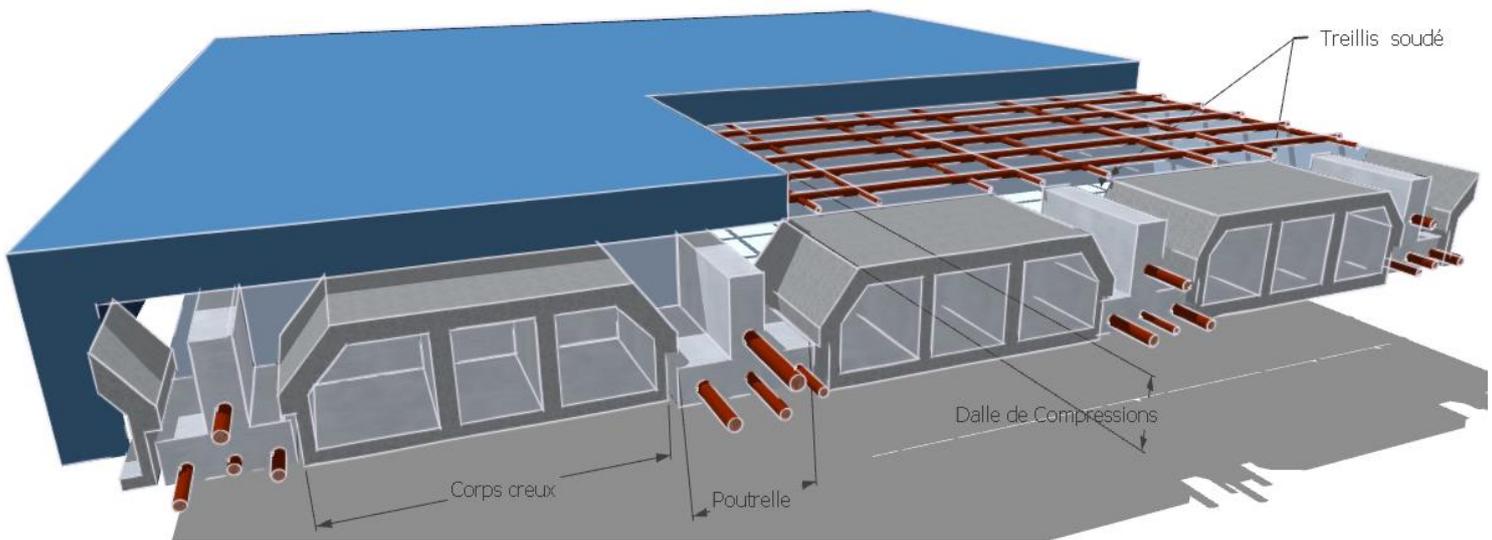


Figure 3.8 : Corps creux en 3D

3.4.1. Calcul de la dalle de compression :(BAEL 91/B.6.8,423)

La dalle de compression est coulée sur place, telle que L'épaisseur minimal d'un hourdis coulé en place est de : 4 cm s'il est associé à des entrevous résistants en béton (ou en terre cuite) ou à une protection auxiliaire équivalente ; 5 cm dans les autres cas.

Armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles). (A_{\perp})
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles). (A_{\parallel})

a) Calcule des armatures :

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$\text{Si : } L_1 \leq 50 \text{ cm} \longrightarrow A_{\perp \text{ nervures}} \leq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \longrightarrow A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec : } (L_1 \text{ en cm})$$

Avec : un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65 \text{ cm}$).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles

$$\text{Donc : } A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adaptons : Soit : $A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$

Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,98/2 = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$;

Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

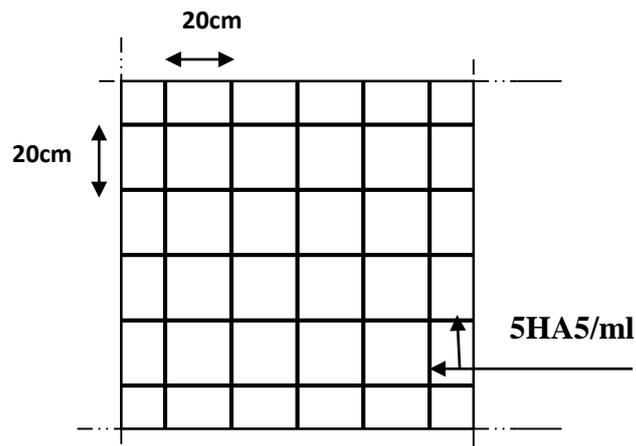


Figure 3.9 : Schéma ferrailage de Treillis soudés (20x20) cm2

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200) \text{mm}^2$.

3.4.2. Calcul de la poutrelle :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, la poutrelle est considérée comme étant une poutre en T reposant sur plusieurs appuis intermédiaires encastrée à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant au plancher.

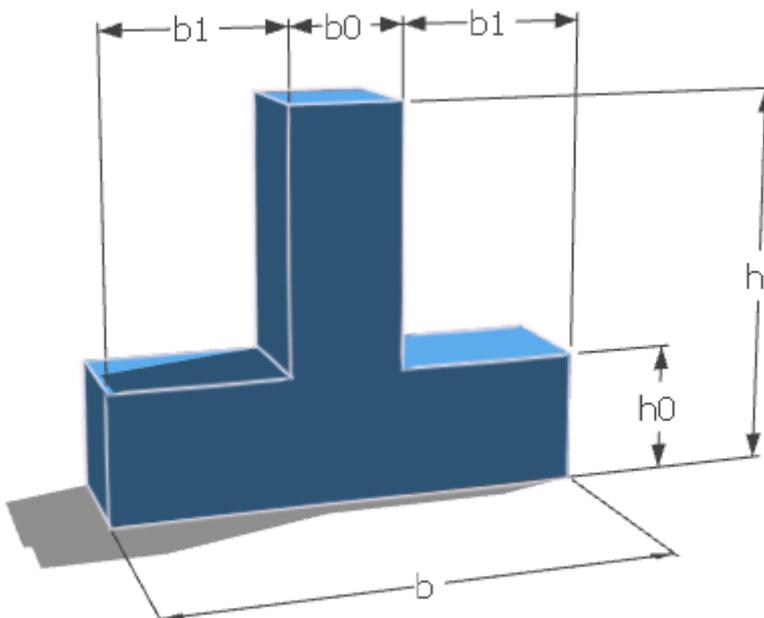
a) Dimensionnement de la poutrelle :

Figure 3.9 : Dimensionnement de la poutrelle

Avec :

- L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

- L1 : longueur de la plus grande travée.
- b0 : largeur de la nervure.
- h0 : épaisseur de la dalle de compression
- b: La largeur de la dalle de compression
- h : La hauteur de la poutrelle est de
- b1 : largeur de l'hourdis
- c : Enrobage
- d : La hauteur utile (d = 0.9h)

$$b_1 = \min \left(\frac{l}{10}; \frac{l}{2}; 8h_0 \right) \dots\dots\dots(\text{BAEL91/Art.A.4.1.3})$$

$$l = 65 - 12 = 55\text{cm.}$$

$$l' = 381 - 30 = 351\text{cm}$$

L 0	L 1	b0	h0	b	h	b1	d	c
53 cm	381 cm	12cm	4cm	65	20cm	26.5 cm	18 cm	3cm

Tableau 3.10 : Dimensionnement de la poutrelle

b) Étude des poutrelles :

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en **Té** de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

c) Charge et surcharge et La combinaison de charge :

- **ELU** : $q_u = 1.35g + 1.5q$
- **ELS** : $q_s = g + q$

Avec : $g = 0.65G$ Et $q = 0.65Q$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	G KN/m ²	Q KN/m ²	g KN/m	q KN/m	q _u KN/m	q _{ser} KN/m
Etage courant	5,2	1,5	3,38	0,975	6,02	4,36
Toiture (terrasse)	6.48	1	4.21	0,65	6.67	4.58

Tableau 3.11 : Charge et surcharge et combinaisons de charges

Le plancher le plus défavorable c'est :

- $q_u = 6.67$ KN/m
- $q_s = 4.58$ KN/m

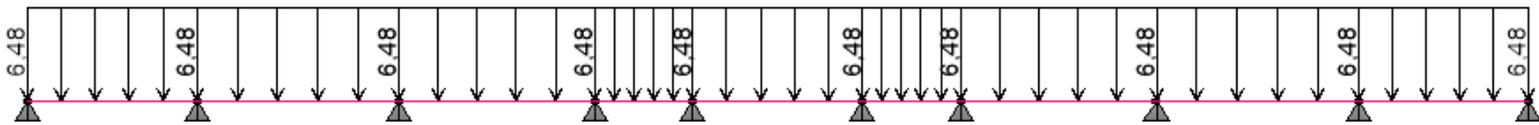
Donc on prend : $G = 6.48$ KN/m²; $Q = 1$ KN/m²

Remarque :

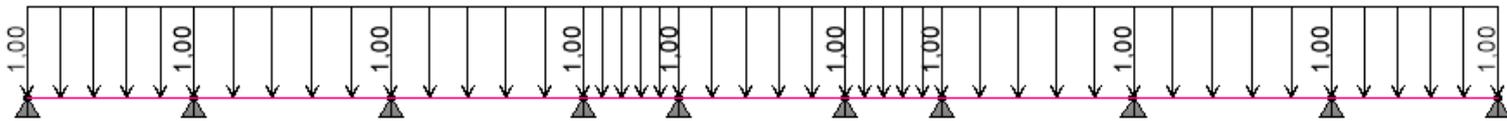
Comme le plancher de terrasse est plus chargé que celui de l'étage courant, on fait le calcul pour le plancher de terrasse seulement.

a) Schéma statique de la poutrelle plus défavorable

Charge Permanent G :



Charge d'exploitation



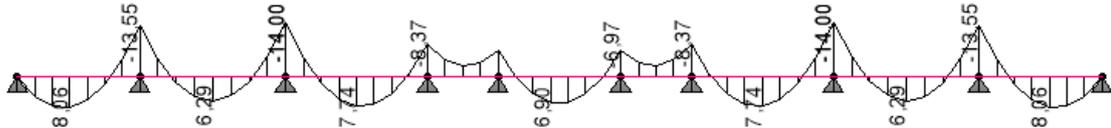
b. Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant :

On utilisant logiciel ETABS pour déterminer les moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELU et à L'ELS

Diagrammes

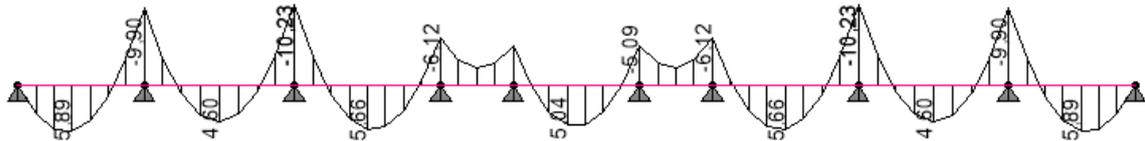
M

ELU



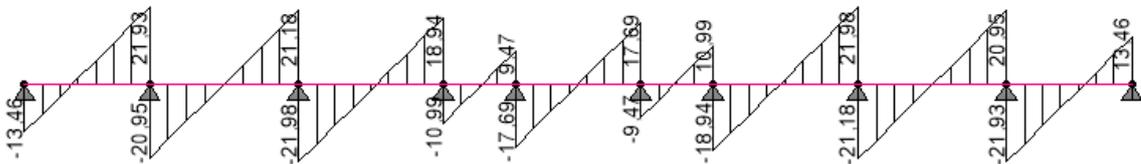
M

ELS



T

ELU



T

ELS

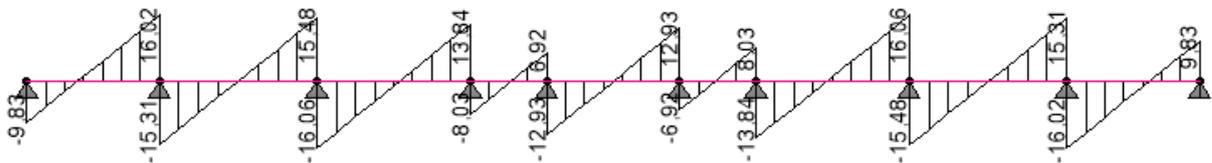


Tableau 3.12 : Moment fléchissant et effort tranchent

Le tableau suivant résume les efforts maximaux en appuis et en travées :

Tableau (III-10):

L'ETAT	$M_{t,max}$ (KN.m)	$M_{a,max}$ (KN.m)	V. max (KN)
ELU	8,06	14	21.98
ELS	5,89	10.23	16.06

Tableau 3.14 : les efforts maximaux en appuis et en travées (ELS ; ELU)

1. Calcul du ferrailage :

à l'ELU :

a. Armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

❖ **En travée :**

- $M_{T,max} = 8,06$ KN.m
- $b = 65$ cm
- $d = 18$ cm

$$M_{tu} = F_{bc} \times Z_b$$

Avec :

$$F_{bc} = b \times b_0 \times F_{bu}$$

$$Z_b = d - \left(\frac{h_0}{2}\right)$$

$$Z_b = 18 - \left(\frac{4}{2}\right) = 16$$
cm

$$M_{tu} = (0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 0,16) \times 10^3$$

$$M_{tu} = 58.90$$
 KN.m

✓ $M_{tu} > M_{t,max}$ Donc la zone de compression se trouve dans la table, et la section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension (b×d).

$$f_{bu} = 14.2$$
MPa

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = 0.041$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{58.9}{5.89} = 10$$

$$\mu_{Iu} = 3220\gamma\theta + 51 \left(\frac{f_{c28}}{\theta} \right) - 3100 \times 10^{-4} = 3.2$$

- $0.041 < 3.2$ pas d'armateur comprimé $A' = 0$
- $0.041 < 0.275$ Méthode simplifier

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}]$$

$$Z_b = 18[1 - 0.6 \times 0.041] = 17.55 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$A_t = \frac{8.06 \times 10^3}{17.55 \times 434.78} = 1.05 \text{ cm}^2$$

- On adopte : 3T14 $A_t = 4.62 \text{ cm}^2$

❖ **Aux appuis :**

La section Sera calculée comme une section rectangulaire (b×d) et de largeur b0.

- $M_{a.max} = 14 \text{ KN.m}$
- $b = 12 \text{ [cm]}$
- $d = 18 \text{ [cm]}$

$$f_{bu} = 14 \text{ MPA}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = 0.26$$

$$\gamma = \frac{M_{a.u}}{M_{a.s}} = \frac{14}{10.23} = 1.36$$

$$\mu_{Iu} = 3220\gamma\theta + 51 \left(\frac{f_{c28}}{\theta} \right) - 3100 \times 10^{-4} = 3.2$$

$$\mu_{Iu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 0.31$$

- $0.26 < 0.31 \longrightarrow$ pas d'armateur comprimé $A' = 0$
- $0.26 < 0.275 \longrightarrow$ Méthode simplifié

Avec :

$$a_1 = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.38$$

$$Z_b = d(1 - 0.4a_1) = 0.17 \text{ m}$$

$$A_{ap} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{st}} = \frac{14 \times 10^3}{0.17 \times 434.78} = 2.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{500} = 0.21 \text{ cm}^2$$

Donc :

- $0.26 < 2.31 \longrightarrow$ condition vérifié
- On adopte : 1HA14 $A_{ap} = 2.67 \text{ cm}^2$
- Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.2/BAEL99).
 $A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e$
- $Arpa = 0.15\% \cdot b \cdot h$ (Art.7.7.3/RPA99.V2003).

	M (KN.m)	A_{Cal} (cm ²)	$A_{Rpa \text{ min}}$ (cm ²)	A_{bael} (cm ²)	ferrailage	A_{adpt} (cm ²)
appuis	-14	2,42	0.36	0.21	1T14	1,54
travée	8.06	1.05			3T14	4,62

Tableau 3.13 : Calcul de ferrailage à L'ELU.

b. Armatures transversales : (Art. A.7.2.2 / BAEL91)

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\} \quad \Phi_L \text{ Diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

On choisit un cadres $\emptyset=6\text{mm}$ avec les armatures transversales sont :

$$2HA6=0.57\text{cm}^2 \text{ ou } 1HA10=0.79\text{cm}^2$$

c. Espacement des armatures :

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (0,9 \times 18\text{cm} ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

d. Calcul de l'ancrage : (Art A.5.1, 22 /BAEL91)

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse la largeur de la poutre on adoptera un crochet normal dont la longueur de

Recouvrement d'après le BAEL est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm} \quad (L_r : \text{longueur d'ancrage})$$

3.4.3. Vérifications à l'ELU :

- vérification de l'effort tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$\tau_u = V_u^{\max} / (b_0 \cdot d) \text{ La fissuration est peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0, 2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = \min \left(0, 2 \frac{25}{1,5}; 5MPa \right)$$

$V_u(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
21.98	1.02	3.33	Condition vérifiée

Tableau 3.15 : vérification de l'effort tranchant

- Influence de l'effort tranchant au niveau de l'appui :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \quad \bar{\tau}_u = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Somme de périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \pi n \phi = \pi \times 3 \times 1.4 = 13.2 \text{ cm.}$$

$V_u(KN)$	$\sum U_i(\text{cm})$	$\tau_{se}(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	Observation
21.98	13.2	1.3	3.15	Condition vérifiée

Tableau 3.16 : Vérification de la contrainte d'adhérence.

3.4.4. Vérifications à l'ELS :

- **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu préjudiciable, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$

/	$M_s(\text{KN.m})$	A (cm ²)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	5,89	4.62	5,24	Condition vérifiée
appuis	8.06	1.54	13 .5	

Tableau 3.17 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton

- **Vérification des contraintes dans l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

/	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	50,2	434,78	Condition vérifiée
Appuis	107,3	434,78	

Tableau 3.18 : Vérification de la contrainte de compression dans l'acier

3.4.5. Schéma de ferrailage :

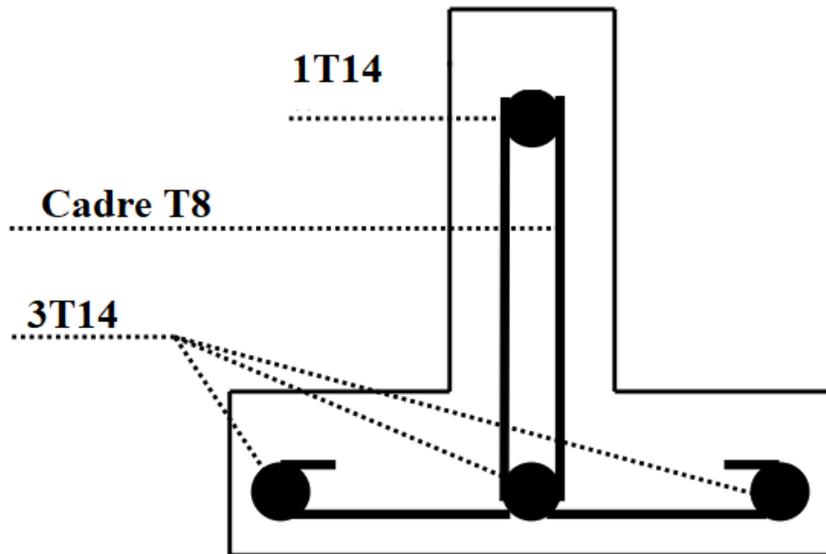


Figure 3.11 : Schéma de ferrailage de la poutrelle

3.5. ETUDE DU BALCON :

Le bâtiment comprend des balcons en dalles pleines de 15cm d'épaisseur. Elles sont de type console (dalle pleine encastrée au niveau du plancher).

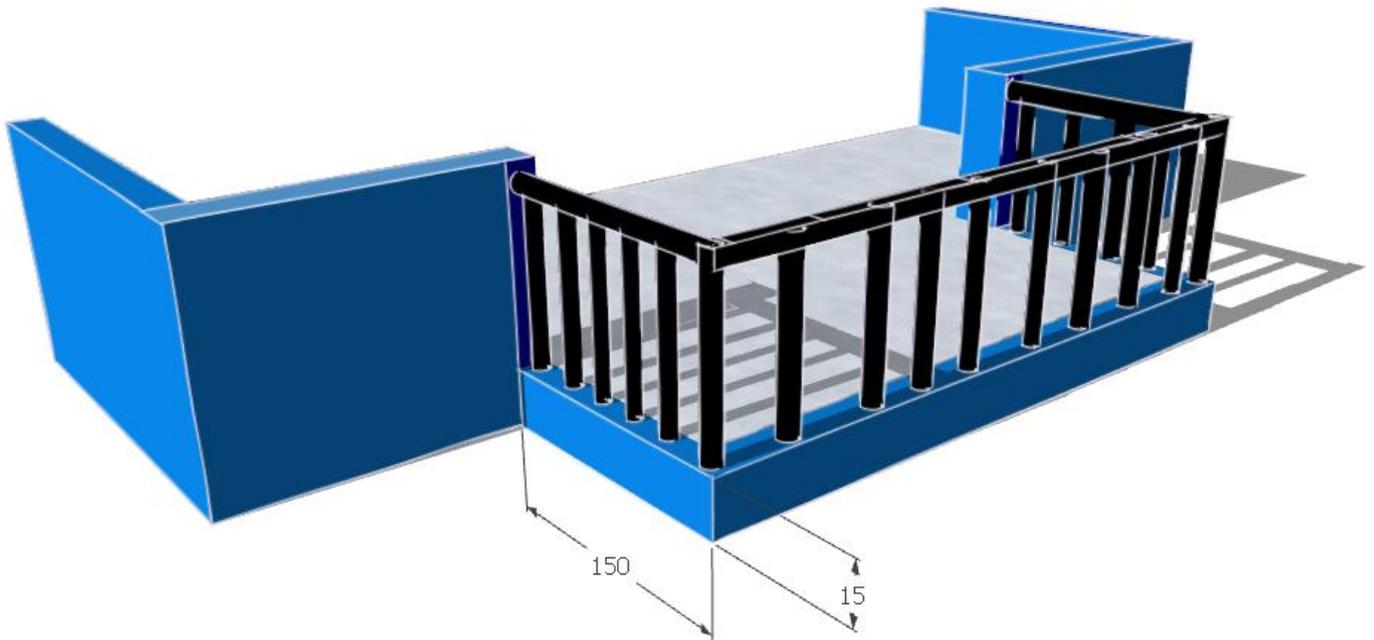


Figure 3.12 : Balcon 3D

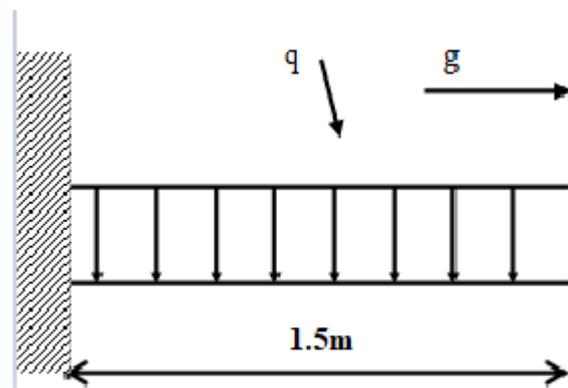


Figure 3.13 : Schéma statique de Balcon

$$b = 100 \text{ cm}, h = 15 \text{ cm}, d = 13.5 \text{ cm}.$$

Le bâtiment comprend des balcons en dalles pleines de 15cm d'épaisseur. Elles sont de type console (dalle pleine encastrée au niveau du plancher).

3.5.1. Détermination des charges :

G_1 (KN/m ²)	Q_1 (KN/m ²)	G_2 garde-corps (KN/m ²)	Q_2 la main courante (KN/m ²)
5.35	3.5	1.23	1

Tableau 3.19 : les charges et surcharges appliquées sur le balcon.

➤ Calcul des sollicitations

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

- **Combinaison des charges**

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

- ELU

$$q_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 12.47 \text{ KN/ml}.$$

$$q_{u2} = 1.35 G_2 + 1.5Q_2 = 3.6 \text{ KN/ml}.$$

- ELS

$$q_{s1} = G_1 + Q_1 = 8.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = G_2 + Q_2 = 2.23 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des moments et des efforts tranchants**

- ELU

$$M_u = \left(\frac{q_{u1} \times l^2}{2} \right) + (l \times q_{u2}) = 18.55 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (q_{u1} \times l) + p = 21.81 \text{ KN}.$$

- ELS

$$M_s = \left(\frac{q_{s1} \times l^2}{2} \right) + (l + q_{s2}) = 12.67 \text{ KN.m}$$

$$V_s = p_{s1} \times l = 15.15 \text{ KN}.$$

3.5.2. Ferrailage

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable en considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur.

➤ Armatures longitudinales

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de 1.00m de largeur et de 0.15m d'épaisseur.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

$$b_0 = 100\text{cm} \quad d=13.5\text{cm} \quad f_{bu} = 14.2\text{MPa} \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad h = 15\text{cm}$$

$$f_{ed} = 437.7$$

Paramètres	Formules	Valeurs
M_u	/	18.77 KN.m
μ_{bu}	$\frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$	0.072 MPa
γ	$\frac{M_u}{M_s}$	1.48
μ_{lu}	$10^4 \mu_{lu} = 3220\gamma\theta + 51 \left(\frac{f_{c28}}{\theta} \right) - 3100$	0.29 MPa
	$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	Pas d'armatures comprimées (A'=0)
d	$0.9 \times h$	13.5cm
Z_b	$d(1 - 0.6\mu_{bu})$	12.91cm.
A_u	$\frac{M_u}{Z_b f_{ed}}$	3.32cm ²

Tableau 3.20 : Détermination du ferrailage longitudinale

Soit : $A = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 20\text{cm}$.

➤ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 1.69 \text{ cm}^2.$$

Soit : $2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$, et $S_t = 20 \text{ cm}$.

3.5.3. Vérifications à l'ELU

a. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A4.2)

Tableau 3: Vérification de la condition de non fragilité.

A_{min}	A_u	$A_u \geq A_{min}$
	A_l A_r	
$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$		Condition
$= 1.30 \text{ cm}^2$	6.78 cm ² 2.26 cm ²	vérifiée

Tableau 3.21 : Vérification de la condition de non fragilité.

b. Vérification des espacements des barres

/	St	/	
Armatures longitudinales	15	$St \leq (3h, 33) \text{ cm}$	Condition
Armatures de répartition	20	$St \leq (4h, 45) \text{ cm}$	vérifiée

Tableau 3.22 : Vérification des espacements des barres

c. Vérification de l'effort tranchant :

/	$V_u(\text{KN})$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$		Condition
		$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	
Appuis	21.81	0.162	2.5	vérifiée

Tableau 3.23 : Vérification de l'effort tranchant

3.5.4. Vérifications à l'ELS

a. Vérification des contraintes de compression dans le béton :

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MP}$.

σ_{bc} Contrainte maximale dans le béton comprimé.

y : Position de l'axe neutre.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

/	$M_s(KN.m)$	A (cm ²)	y(cm)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
/	12.67	6.78	4	5.03	Condition vérifiée

Tableau 3.24 : Vérification des contraintes dans le béton

b. Vérification des contraintes dans d’acier

On doit vérifier $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$

$\sigma_s = 169.5 MPa < \overline{\sigma_s} = 201.6 MPa$

c. Vérification de la flèche

On admet qu’il n’est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$0.103 \geq 0.0625$

$0.0059 \leq 0.0105$

Conditions vérifiées

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n’est pas nécessaire.

3.5.5. Schéma de ferrailage :

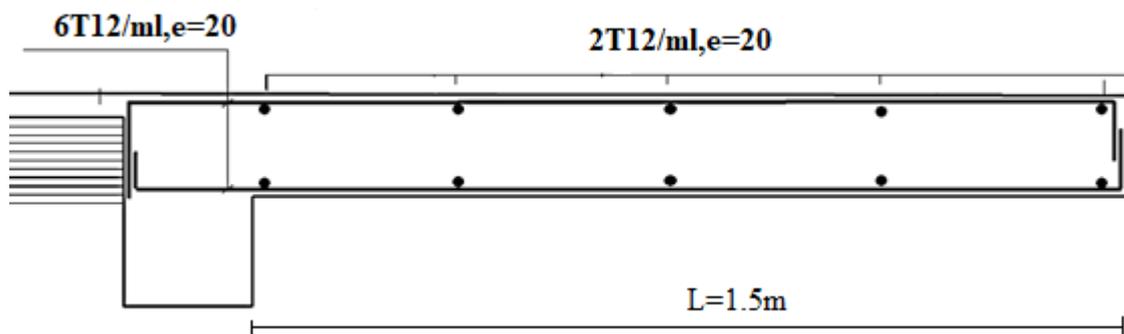


Figure 3.14 : Schéma de ferrailage de Balcon

3.6. ETUDE DE L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute et permet d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

Il est considéré comme console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement Pour une bande de 1m linéaire.

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

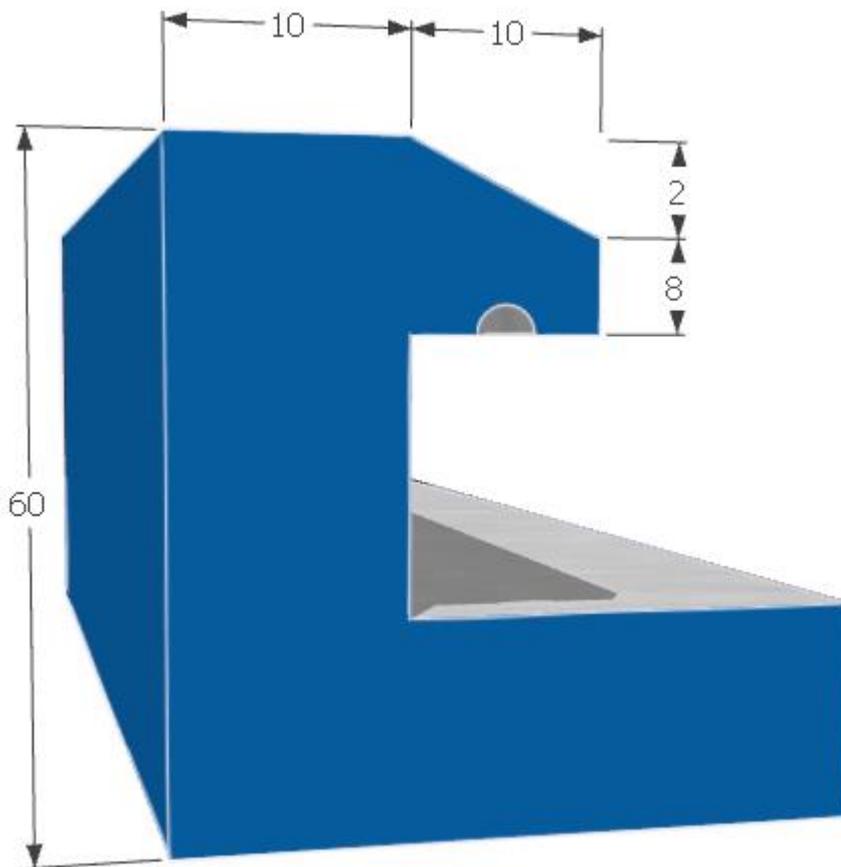


Figure 3.15 : Dimensionnement de Acrotère 3D

➤ **Hypothèses de calcul :**

- Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids (G) propre et à une surcharge horizontale de la main courante (Q).
- Comme l'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration est considérée préjudiciable (Calcul à l'ELU et à l'ELS) en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

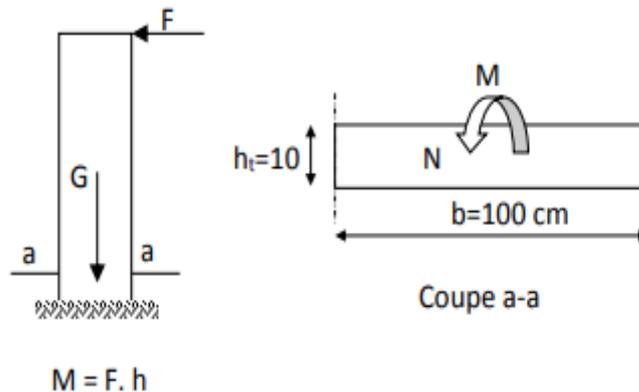


Figure 3.16 : Schéma statique d'acrotère

D'après le **RPA99/V2003**, l'acrotère est soumis aux forces horizontales dues au séisme Appelées « forces sismiques » notée « F » qui agissent sur les éléments non structuraux Ancrés à la structure.

Elle peut être évaluée selon la formule suivante :

$$F_p = 4.A.CP.WP$$

- A coefficient d'accélération de la zone

On a Zone III et Groupe d'usage 2 Donc $A = 0.25$ Tableau (4.1) RPA99/2003

- C_p : Facteur de forces horizontales variant entre 0.3 et 0.8 ... Tableau (6.1)

RPA99/2003.

$$C_p = 0.8 \quad (\text{Élément en consol})$$

- W_p = Poids propre de l'acrotère

$$W_p = \rho_{\text{beton}} * S = 25 * 0.069 = 1.725 \text{ kN/ml}$$

- $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.725$

$$F_p = 1.38$$

3.6.1. Détermination des charges

- Le poids propre de l'acrotère $G= 2.125 \text{ kN/ml}$
- La surcharge d'exploitation $Q=1 \text{ kN/ml}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

- La charge de poids propre G entraine :

$$N_G = G \times 1ml \quad N_G = 1.725kN$$

$$M_G = 0kN$$

- La surcharge d'exploitation Q entraine :

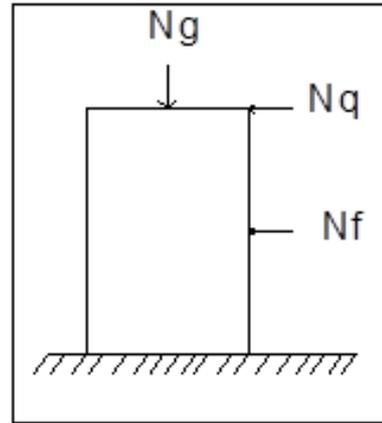
$$N_Q = 0kN$$

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6kN.m$$

- La force sismique F_p entraine :

$$N_F = 0kN$$

$$M_F = F_p \times (2/3) \times H = 1.38 \times 0.6(2/3) = 0.548kN.m$$



3.6.2 Les combinaisons des sollicitations

L'état limite	Loi de combinaisons	combinaisons	N (KN)	M (KN. m)
ELU	$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$ $M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$	1.35G+1.5Q	2.31	0.9
ELS	$N_{ser} = N_G + N_Q$ $M_{ser} = M_G + M_Q$	G+Q	1.725	0.6
RPA99/V2003	/	G+Q+ F_p	1.725	1.148

Tableau 3.25 : Les combinaisons des sollicitations de l'acrotère

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de 1m de longueur en considérant qu'elle est Sollicitée en flexion composé avec :

f_{c28} MPa	d MPa	f_{bu} MPa	f_{ed} MPa	f_e MPa	h m	d' m
25	0.08	14.2	437.78	500	10	0.02

Tableau 3.26 : Caractéristiques géométriques et mécaniques

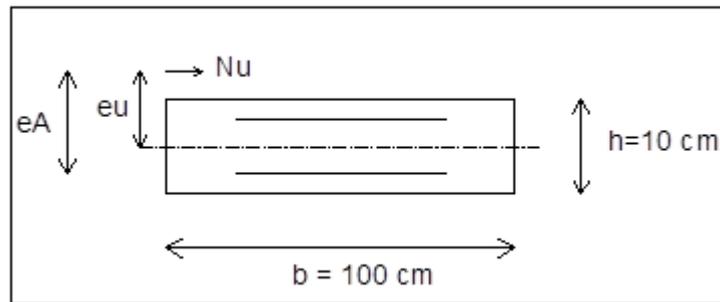


Figure 3.17 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée

3.6.3. Ferrailage de l'acrotère : (Pratique de BAEL)

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime (ELU) :

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.9}{2.31} = 38.96 \text{ cm} \quad , \quad \frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{6}$: Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les Armatures et l'effort normal.

Elle sera donc calculer à la flexion simple sous l'effet de moment fictif puis se Ramener à la flexion composée.

Elle sera donc calculer à la flexion simple sous l'effet de moment fictif puis se Ramener à la flexion composée.

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle Doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_0 = \max(2 \text{ cm} , h/250) = \max(2 \text{ cm} , 0.24) \quad \text{Donc} \quad e_0 = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

\emptyset : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

l_f : Longueur de flambement = $2 \times h$ (hauteur)

h_0 = Hauteur de la section qui est égale à 10cm

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.1} = 0.00864 \text{ cm} \quad \text{D'où : } e = 2 + 38.96 + 0.864 = 41.82 \text{ cm}$$

❖ **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = N_U \times e_a$$

e_a : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures

Tendues

$$e_A = e_U + (h/2) - d' = 38.96 + 2 = 40.96$$

$$M_f = 2.31 \times 0.4096 = 0.94 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{(b \times d^2 \times f_{bu})} = \frac{0.94}{(1 \times 0.08^2 \times 14.2) \times 10^3} = 0.0103$$

$$\mu_{lu} = \left(3220 \gamma \theta + 51 \left(\frac{f_{c28}}{\theta} \right) - 3100 \right) 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0.9}{0.6} = 1.5$$

$$\mu_{bu} = 0.30$$

$$\mu_{lu} < \mu_{bu} \quad \text{Pas des armatures comprimées} \longrightarrow A' = 0$$

Donc on utilise la méthode simplifiée (car $\mu_{bu} = 0.0103 < 0.275$)

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.08(1 - 0.6 \times 0.0103) \longrightarrow Z_b = 0.079 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{0.94 \times 10^3}{0.079 \times 434.78} = 0.27 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul en flexion composée (armatures réelles) :**

$$A_s = A_u - \frac{N_U}{f_{ed}} = 0.27 - \frac{2.31 \times 10^{-3}}{434.78} = 0.26 \text{ cm}^2$$

3.6.4. Vérification à l'ELU

a) **Condition de non fragilité $A \geq A_{min}$ (BAEL .Art 4.2)**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.45 \times d}{e_s - 0.185 \times d}$$

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.725} = 0.34$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 9 \times 2.1}{500} \times \frac{0.34 - 0.45 \times 9}{0.34 - 0.185 \times 9} = 2.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.43 \text{ cm}^2 \quad \text{On remarque que } A_{min} > A_u$$

Donc le ferrailage se fera avec A_{min} Soit : $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

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

b) Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785$$

Donc on prend $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ répartie sur 60 cm de hauteur avec un

Espacement $St=15 \text{ cm}$

c) Vérification au cisaillement (BAEL Art 7.4.3.1) :

On doit vérifier si : $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\text{ELU : } V_U = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.017 \quad \tau_u = 0.017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 0.15 \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.017 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\text{Situation accidentelle : } V_U = Q + F_p = 1 + 1.38 = 2.38 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 0.026 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

Donc il n'y pas de risque de cisaillement et par conséquent les armatures transversales ne sont Pas nécessaires.

d) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL Art 6.1.3) :

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime

$$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec} \quad \tau_{ser} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

τ_{se} : La contrainte de cisaillement

$\bar{\tau}_s$: La contrainte d'adhérence

Ψ_s : Coefficient de seulement $\Psi_s = 1.5$ acier Fe500 haut adhérence

$$\sum U_i := n \times \pi \times \phi$$

n : Nombre de barres $n = 4$ et ϕ : Le diamètre des barres $\phi = 10 \text{ mm}$

V_U^{max} (kN)	$\sum U_i$ (cm)	τ_{se} (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_u$
1.5	1.256	0.147	0.207	C.V

Tableau 3.27 : Vérification de la contrainte d'adhérence

Donc, pas de risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des barres : (Art A.6.1,22/BAEL91)

$$\tau_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$$

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{0.1 \times 500}{4 \times 3.15} \quad l_s = 39.68 cm \quad \text{On adopter: } l_s = 40 cm$$

3.6.5. Vérifications à l'ELS :

❖ **Vérifications des contraintes de compression dans le béton**

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$

$\sigma_{bc} = k \times y$ Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{Avec } I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d)^2] \times \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(Ad + A'd) = 0$$

I: Moment d'inertie.

y: Position de l'axe neutre.

❖ **Position de l'axe neutre « y » :**

$$y = \frac{n \times (A_s + A'_s)}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s + (d \times A'_s)}{7.5(A_s - A'_s)^2}} - 1 \right) \quad \text{.....BAEL91}$$

n: est le coefficient d'équivalence Acier – Béton (n = 15).

A_s : La section des armateurs comprimés ($A_s = 0$).

$$y = \frac{15 \times 3.14}{100} \times \left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 90}{7.5 \times 3.14}} - 1 \right) = 9.20 cm$$

Moment d'inertie « I » :

$$I = \frac{100 \times 9.20^3}{3} + 15[3.14(9 - 9.20)^2] = 25958.15 cm^2$$

$$K = \frac{0.6 \times 10^6}{25958.15 \times 10^4} = 0.0023 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.0023 \times 31.4 = 0.0722 \text{ MPa} \quad \text{Donc:} \quad \sigma_{bc} = 0.072 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

On doit vérifier : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e \cdot 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \eta = 1.6 \quad \text{pour des HA} > 6 \text{ mm}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min (333.33 \cdot 201.6) \text{ MPa} \quad \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \times k \times (d - y) = 15 \times 0.0023 \times (90 - 31.4) \quad \sigma_s = 2.021 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 2.021 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}\mu$$

3.6.6. Schémas de ferrailage l'acrotère :

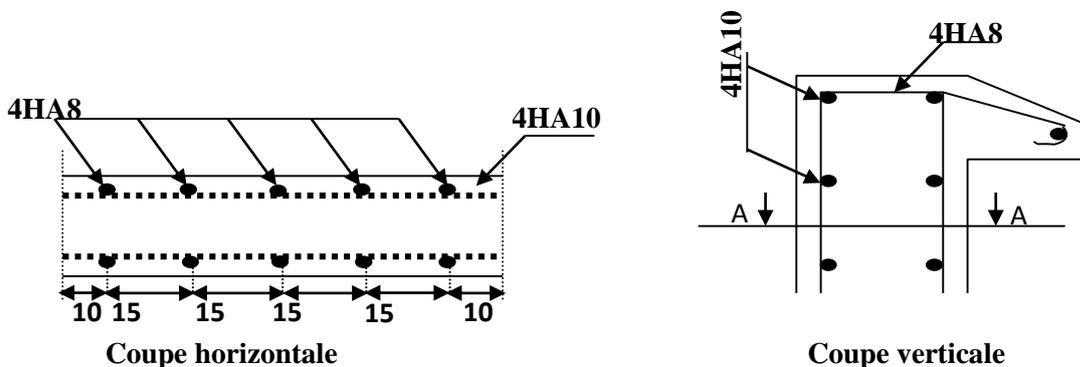


Figure 3.18 : Schéma de ferrailage du l'acrotère

CHAPITRE 04

ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE

4.1. INTRODUCTION :

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour L'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, L'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si Ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une Brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période. Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

4.2. ETUDE DYNAMIQUE :

4.2.1. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est Pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier Suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

4.2.2. Présentation du logiciel de calcul ETABS

Dans notre cas nous avons utilisé un logiciel de modélisation et calcul connu sous le nom D'ETABS. Ce logiciel a été conçu spécialement pour le calcul de différents types de Bâtiments. Il permet de modéliser facilement les structures et facilite le dimensionnement des différents , Éléments structuraux qui la composent en utilisant les règlements en vigueur à travers le monde. Il nous permettra, plus tard, dans notre travail à déterminer :

- Les périodes propres
- Le coefficient de participation
- Les déplacements au niveau des planchers
- Les forces sismiques

4.2.3. Modélisation de la structure étudiée

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau et qui ont trois (3) d.d.l., deux translations suivant (X, Y) et une rotation suivant Z.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel connu sous le nom d'ETABS. Cette modélisation est décomposée en étapes suivantes :

- Création de la géométrie de base de la structure à modéliser.
- Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés (béton, acier).
- Affectation des propriétés géométriques des éléments dans le plan.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, encastrement, diaphragme).
- Définition des charges appliquées sur la structure modélisée.
- Définition et attribution des combinaisons de charges.
- Rectifier les erreurs s'il y a lieu.
- Démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de modes propres à considérer.
- Exploitation des résultats trouvés.

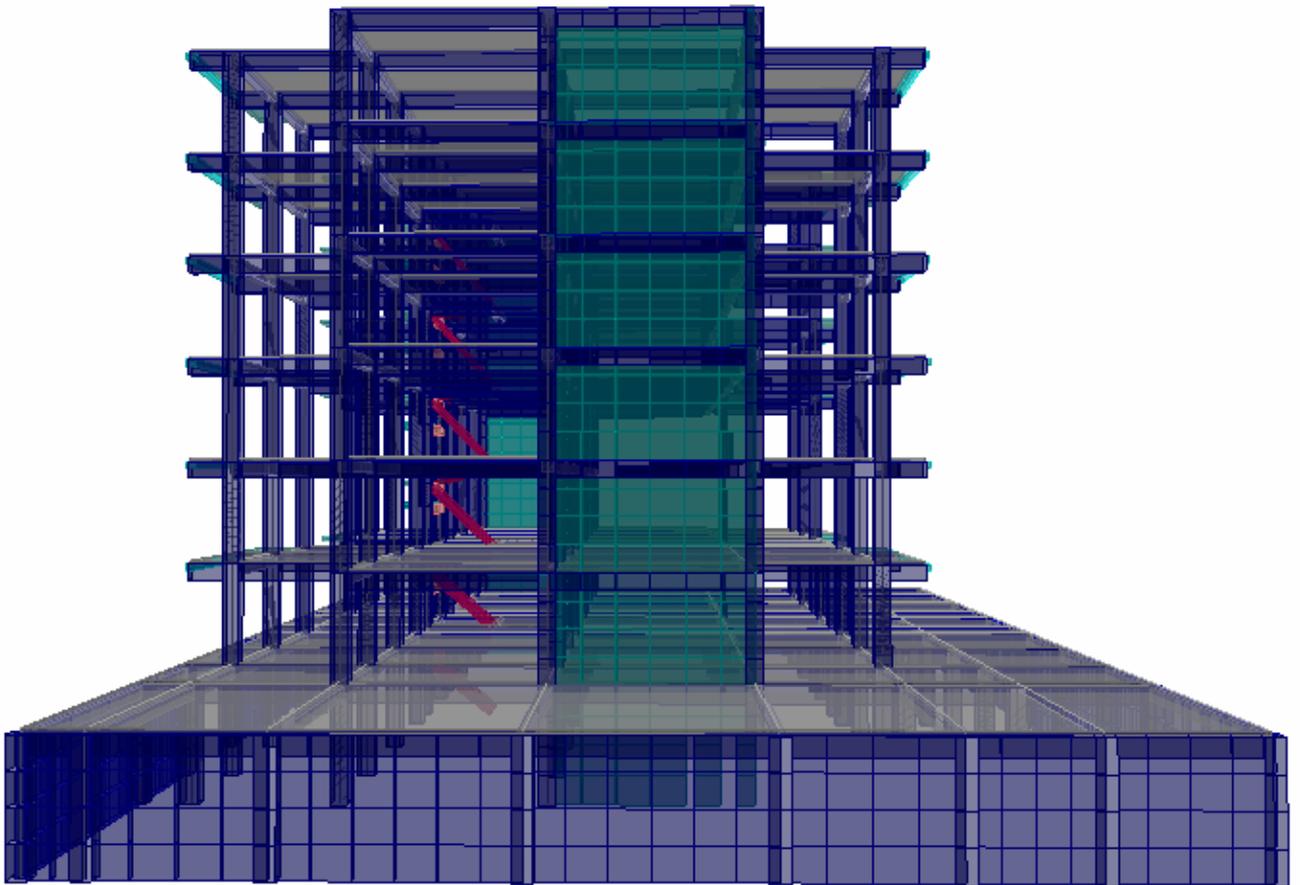


Figure 4.1 : plan en 3D de la structure à étudier

4.2.4. Choix de disposition des voiles :

Selon le RPA99/ V2003 il est clairement décrit que toute construction supérieure à R+2 zone

III, doit comporter des voiles de contreventement.

Ces voiles doivent être en nombre suffisant, afin de rigidifier notre structure.

Leurs dispositions doit obligatoirement satisfaire les conditions ci-dessous :

- Assurer une excentricité minimale.
- Eviter une rotation au 1er et au 2eme mode.
- La période de la structure doit être vérifiée.

Notre disposition des voiles est la suivante :

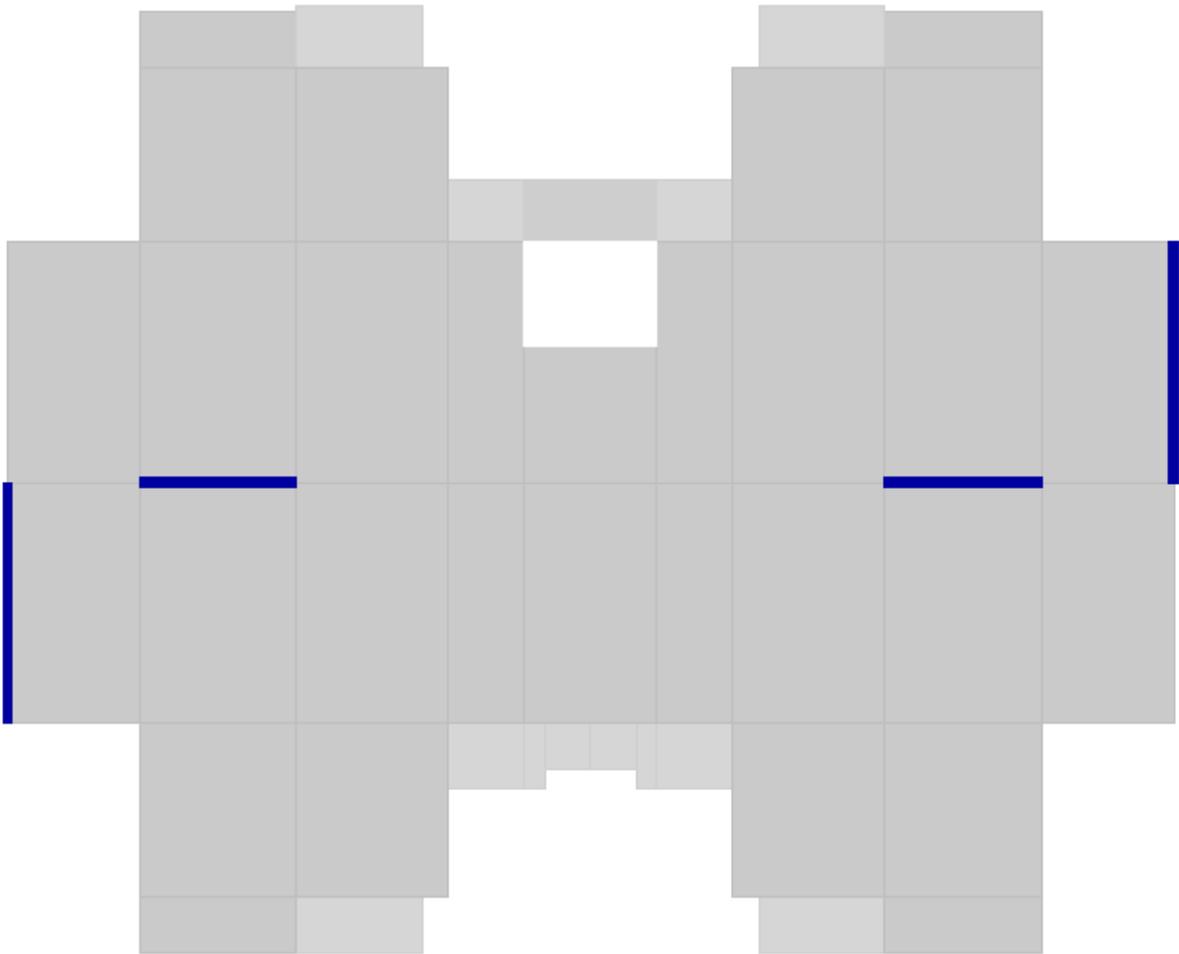


Figure 4.2 : distribution des voiles adoptés 2D

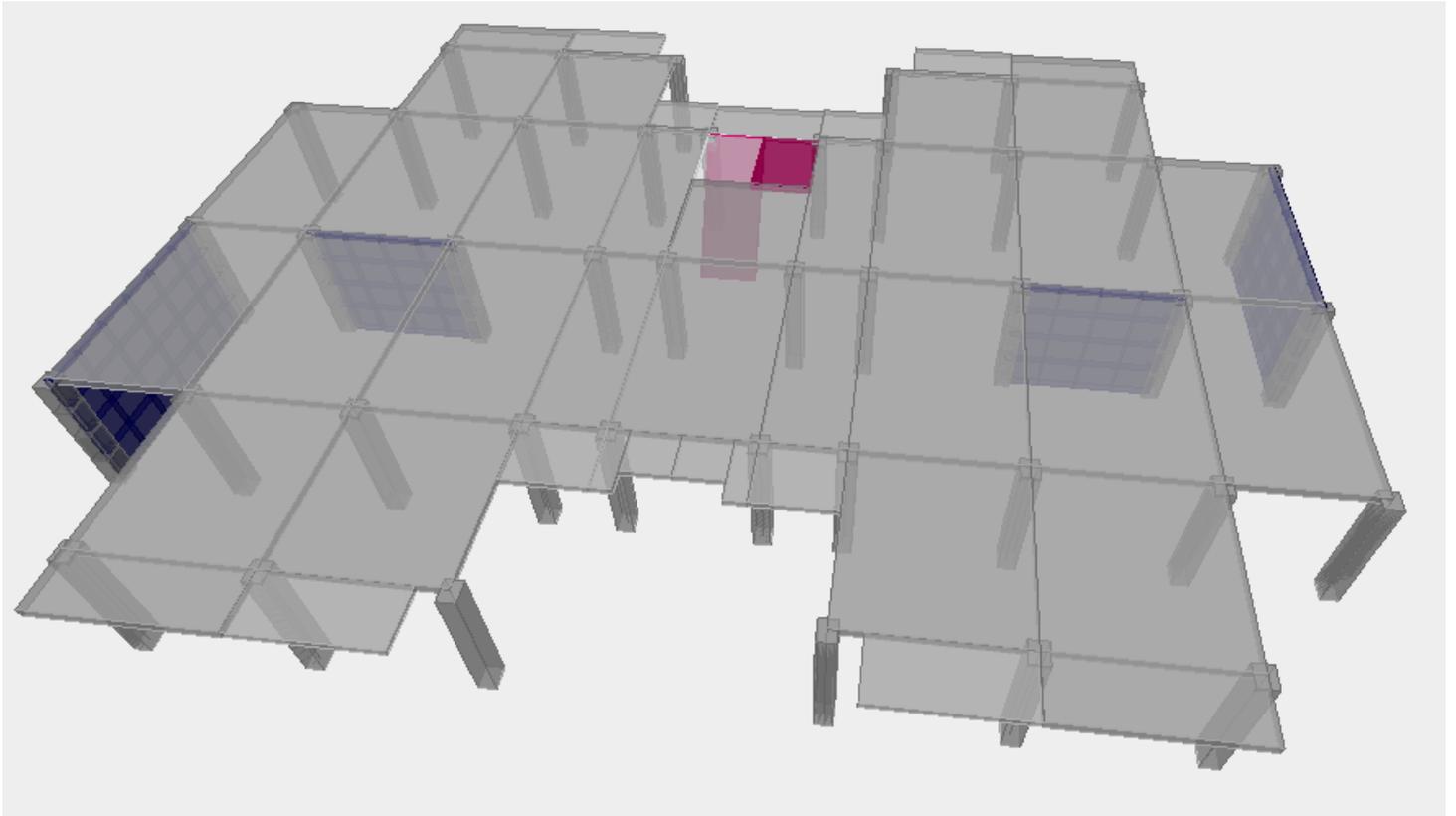


Figure 4.3 : distribution des voiles adoptés 3D

4.2.5. Caractéristiques Géométriques

a. Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort Sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules Suivantes :

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : La masse de l'élément « i ».

$$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases} : \text{Les Coordonnées de l'élément « i ».}$$

b. Centre de torsion :

Le centre de torsion c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles. On peut avoir les possibilités suivantes :

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus les efforts horizontaux (Séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- par contre si le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

c. Calcul de l'excentricité

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion. Pour toute structure comportant des planchers horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

➤ **Excentricité théorique**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Les résultats du centre de masse et de rigidité sont exposés dans le tableau ci-dessous :

Donc :

STORY	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité	
	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	ex(m)	ey(m)
STORY1	17,633	14,539	16,544	12,349	1,089	2,19
STORY2	20,456	16,897	21,195	16,862	-0,739	0,035
STORY3	20,456	17,213	21,308	17,111	-0,852	0,102
STORY4	20,456	17,086	21,224	17,213	-0,768	-0,127

STORY5	20,455	17,189	21,121	17,265	-0,666	-0,076
STORY6	20,459	17,155	21,028	17,292	-0,569	-0,137
STORY7	20,461	17,147	20,951	17,296	-0,49	-0,149

Tableau 4.1. : Valeur centre de masse et de rigidité

➤ **Excentricité accidentelle**

$$e_x = e_y = \max \begin{cases} 5 \% L_x . \\ 5 \% L_y . \end{cases} \Rightarrow \text{Max} \begin{cases} 34,52 \times 0.05 = 1,726 \text{ m.} \\ 28,79 \times 0.05 = 1,439 \text{ m.} \end{cases}$$

$$e_a = \text{Max} (e_x , e_y) = 1,726 \text{ m.}$$

4 .2.6. Mode de vibration et taux de participation des masses

Les modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique sont données par le logiciel ETABS

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ	SumRZ	
1	0,632878	74,4337	0,0282	74,4337	0,0282	0,0382	97,1383	0,3027	0,3027	Translations
2	0,450813	0,0337	73,5882	74,4674	73,6164	96,5875	0,0411	0,0112	0,314	Translations
3	0,373718	0,0019	0,2122	74,4693	73,8287	0,2962	0,0022	72,8405	73,1545	Rotation
4	0,151633	17,5257	0,0017	91,995	73,8304	0,0008	2,0494	0,0637	73,2181	
5	0,105872	0,0003	18,7868	91,9953	92,6171	2,3977	0	0,0702	73,2884	

Tableau 4.2. : Périodes, modes et facteurs de participation massique

• **Nombre de modes à considérer**

D'après le RPA99 V2003 article 4.3.4 :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

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 trois dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites en raison de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) qu'il convient de retenir est le suivant :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.2 \text{ s} \quad (\text{art 4-14 RPA/2003})$$

Où : N:le nombre de niveaux au-dessus du sol TK : la période du mode K.

- **Les modes de vibrations**

Selon le RPA pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03)

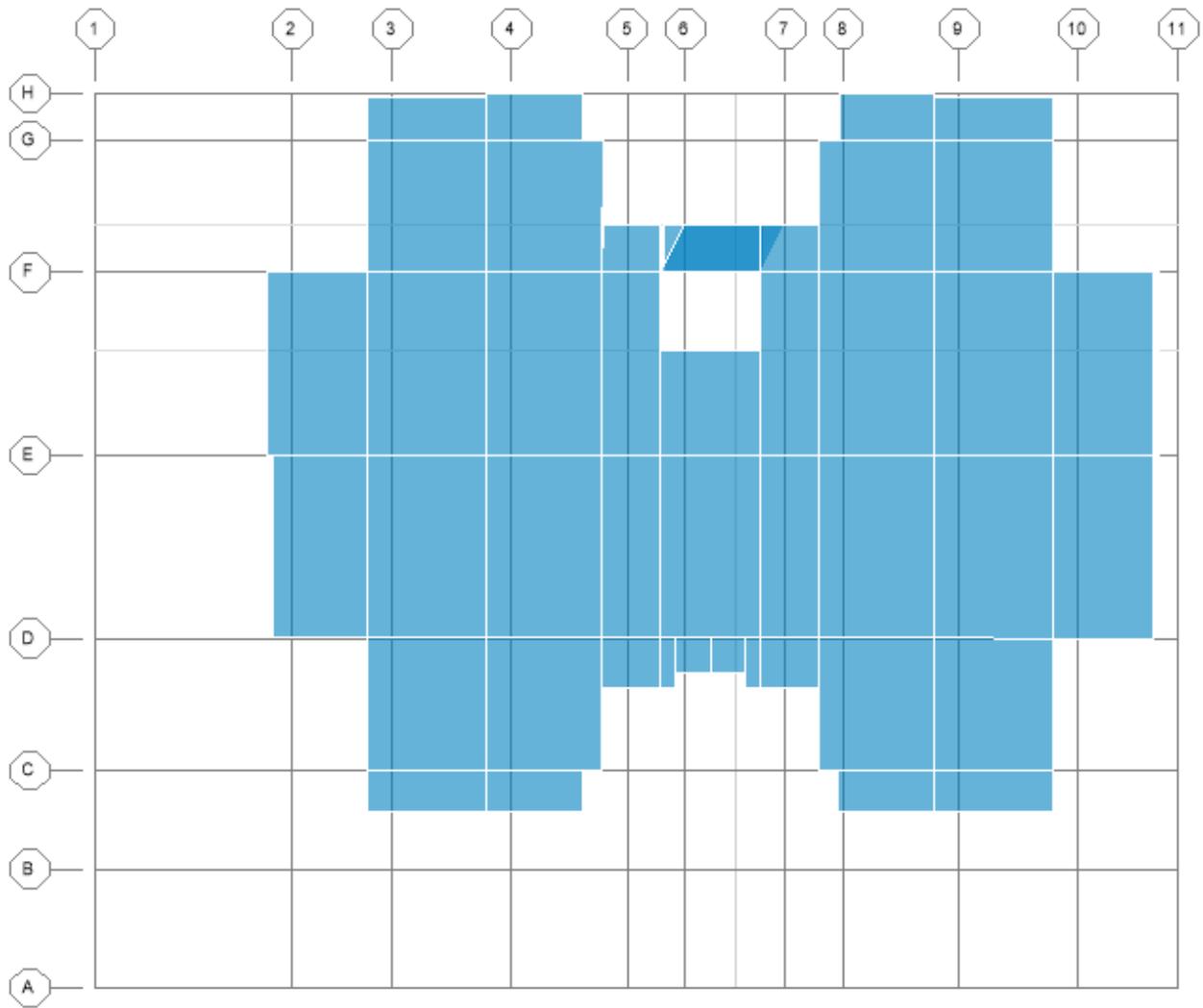


Figure 4.3 : Mode 1($T=0.63$) de déformation (translation suivant l'axe X-X)

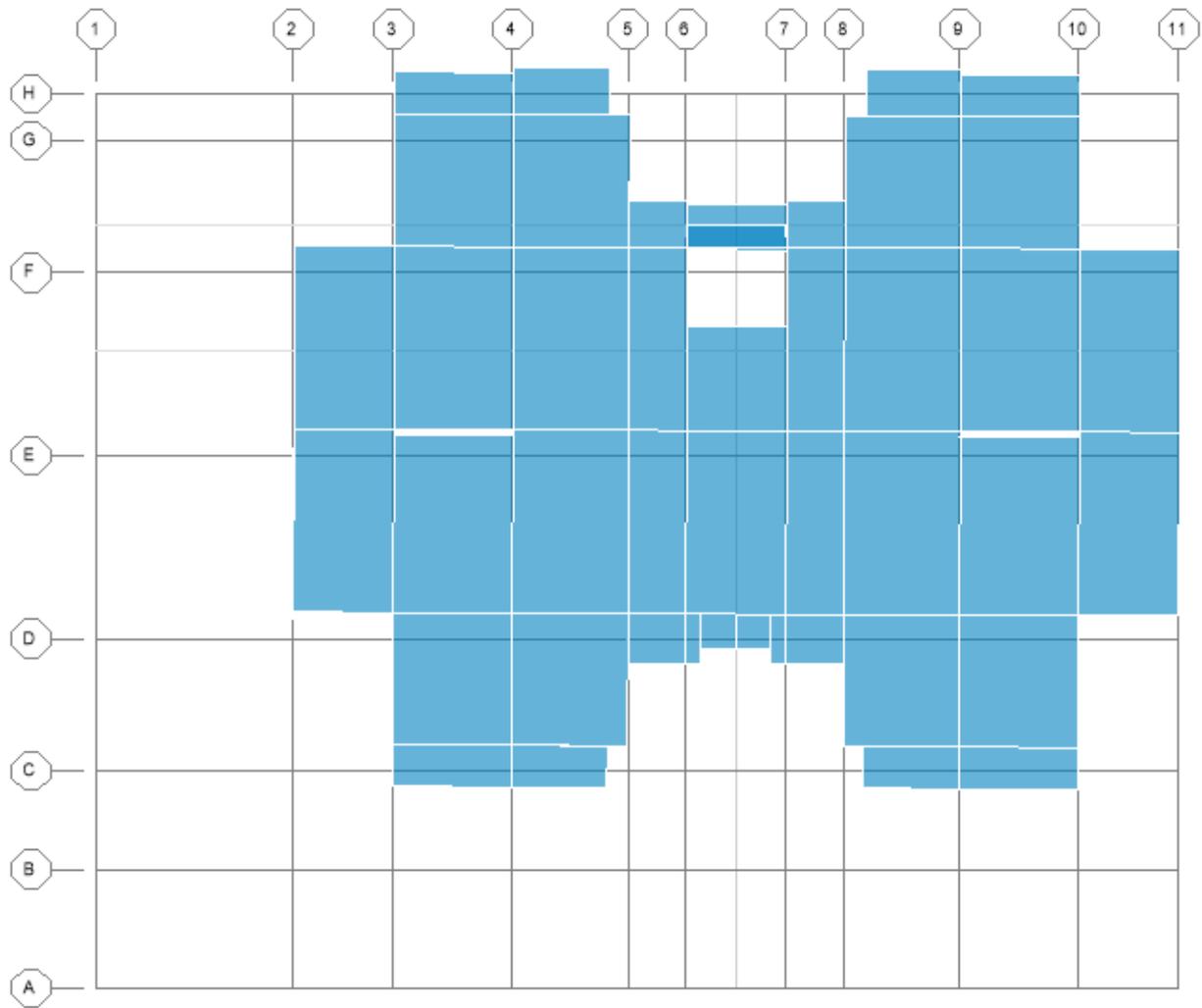


Figure 4.4 : Mode 2 ($T=0.45$) de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

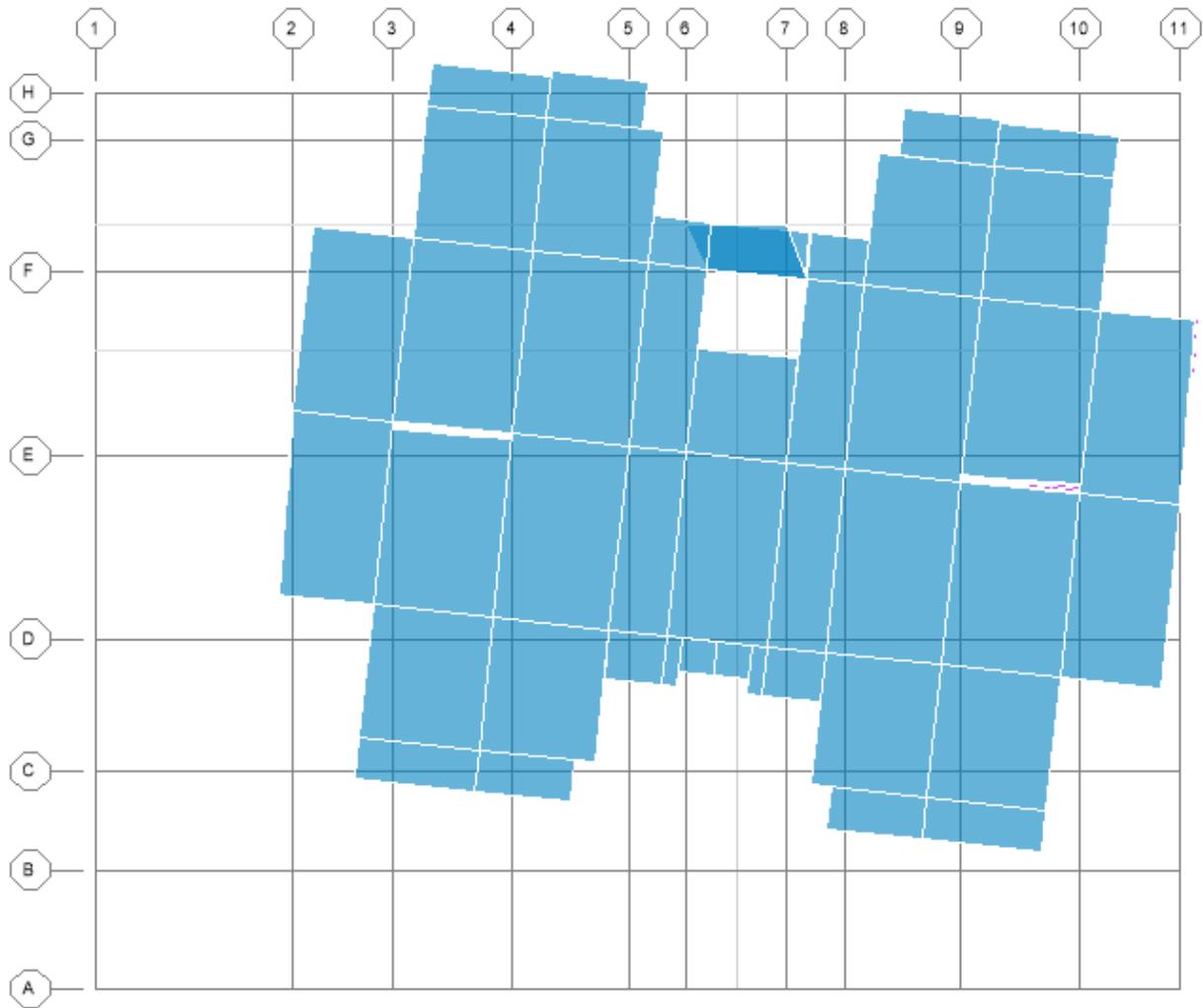


Figure 4.5 : Mode 3 (T=0.37) de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z).

4.3. INTERPRETATION DES RESULTATS DONNEES PAR ETABS :

4.3.1. La période fondamentale de la structure

- Selon le RPA99V03 les valeurs de T_{dyn} calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de 30%

$$T_{reg} = 1.3 T_{RPA}$$

$$T_{RPA} = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n)

C_T : coefficient en fonction de système de contreventement, de type de remplissage

(RPA tableau 4 .6)

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en Maçonnerie.	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0,050

Tableau 4.2. : Valeurs du coefficient C_T

Dans notre cas :

$$C_T = 0.05 \quad h_N = 22.78 \text{ m} \quad T_{RPA} = 0.52 \text{ s}$$

$$T_{cal} = 0.63 \text{ s} < 1.3 \times T_{RPA} = 0.676 \text{ s} \quad \text{LA CONDITION EST VERIFIEE}$$

4.3.2 .Analyse des résultats :

- ✓ D'après les résultats obtenus dans ETABS, on voit bien que le taux de participation des masses selon l'axe x atteint les 90% au bout de 4ème mode, et selon l'axe y au bout de 5ème mode.
- ✓ La participation modale du premier mode est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure précédente, la même remarque est faite pour le deuxième mode.
- ✓ On constate aussi, que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

4.4. L'ETUDE SISMIQUE :

4.4.1. Introduction :

Le séisme est une vibration du sol provoquée par une libération soudaine d'énergie due à une rupture dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente nommée le manteau.

L'étude sismique consiste à évaluer les forces auxquelles une structure est soumise lors d'un tel phénomène. Cette étude est régie par un certain nombre de règles établies par le **RPA 99 v2003**.

Le but de cette étude est de déterminer à chaque niveau de la structure les sollicitations engendrées par un éventuel séisme.

4.4 .2. Présentation des différentes méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

a. la méthode d'analyse modale spectrale.

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, représentée par un spectre de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure. Elle est caractérisée par :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.
- Le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.

Cette méthode peut être appliquée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. La formule à appliquer est la suivantes :

$$V_i = \frac{S_a}{g} * \alpha_i * W$$

V_i : l'effort tranchant modal à la base

W : poids totale de la structure

α_i : Coefficient de participation du mode i

b. la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

c. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.).

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

$$V = \frac{A D Q}{R} \cdot W_T \quad (\text{RPA99/2003 Art : 4.2.3})$$

A : coefficient d'accélération de zone (RPA99/2003 Tableau : 4.1)

D : facteur d'amplification dynamique moyen (RPA99/2003 Art : 4.2)

Q : facteur de qualité (RPA99/2003 Tableau : 4.4)

R : coefficient de comportement (RPA99/2003 Tableau : 4.3)

W : poids total du bâtiment : $W=W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (RPA99/2003 Art : 4.5)

a) Coefficient d'accélération de zone A :

Cet ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation est situé ZERALDA

(Zone III), groupe d'usage 2 $\Rightarrow A=0.25$

b) Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$ RPA99/2003 (Formule 4.4)

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau suivant :

N°	Critère (q)	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0,00
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
4	Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Résultats		Q_x	1.15	Q_y	1.1

Tableau 4.3. : Valeurs de facteur de qualité

c) Choix de coefficient de comportement R

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges verticales et horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement. Les tableaux si-dessous représentent la répartition des charge entre les voiles et les portiques au niveau RDC.

❖ Charge verticale :

RDC	PORTIQUE (KN)	VOILE (KN)	PORTIQUE%	% VOILE
F3	27947,03	10028,98	26%	73%

Tableau 4.4. : Pourcentage de la charge verticale reprise par les portiques et les voiles

❖ Charge horizontale :

RDC	PORTIQUE (KN)	VOILE (KN)	PORTIQUE%	% VOILE
F1	1417,96	3736,88	27%	72%
F2	844,75	4924,59	14 %	85 %

Tableau 4.5. : Pourcentage de la charge horizontale reprise par les portiques et les voiles

Avec : F1 : la charge horizontale suivant X.
 F2 : la charge horizontale suivant Y.
 F3 : la charge verticale reprise par l'élément.

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. et On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement **R=3,5**.

d. Le facteur d'amplification dynamique moyen D :

RPA99/2003 (Formule 4.2)

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

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage

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

ζ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Valeur de coefficient d'amortissement Suivent le système structural nous avons portique en béton armé avec un remplissage dense :

$$\text{Donc : } \xi\% = 7\% \text{ d'où } \eta = 0,88 > 0,7.$$

-T1 et T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPA art 4.7).

$$\text{Terrain meuble (S3)} \Rightarrow T_1 = 0,15\text{sec} \text{ et } T_2 = 0,5 \text{ sec.}$$

Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V, appliquer à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales.

La valeur de T retenue dans chaque direction est la plus petite des deux valeurs données par la formule suivant : On a :

$$T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$0.5 < T_{RPA} = C_T h_N^{3/4} = 0.52 \text{ s.} < 3$$

a)- sans longitudinale : $d_y = 28.79 \text{ m} \longrightarrow T_y = 0.38 \text{ s.}$

b)- sens transversale : $d_x = 34.52 \text{ m} \longrightarrow T_x = 0.35 \text{ s}$

Donc :

$$D_x = 2,5 \eta (T_2 / T_x)^{2/3} = 2.5 * 0,88 * \left(\frac{0.5}{0,35}\right)^{2/3} = 2.79$$

$$Dy = 2,5 \eta (T_2 / T_y)^{2/3} = 2,5 * 0,88 * \left(\frac{0,5}{0,38}\right)^{2/3} = 2,64$$

4.4.3. Choix de la Méthode de calcul (art 4.1.2 RPA99V2003)

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon l'article 4.1.2 (zone III groupe d'usage 2 et elle dépasse 17m), donc la méthode utilisable est la méthode d'analyse modale spectrale.

a. Application de la méthode dynamique modale spectrale

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \left(1,25A\right) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(1,25A\right) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5\eta \left(1,25A\right) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 s \end{cases} \quad \text{RPA99V2003}$$

On obtiendra le spectre de réponse suivant, qui a été calculé à partir de l'application RPA99 V2003 :

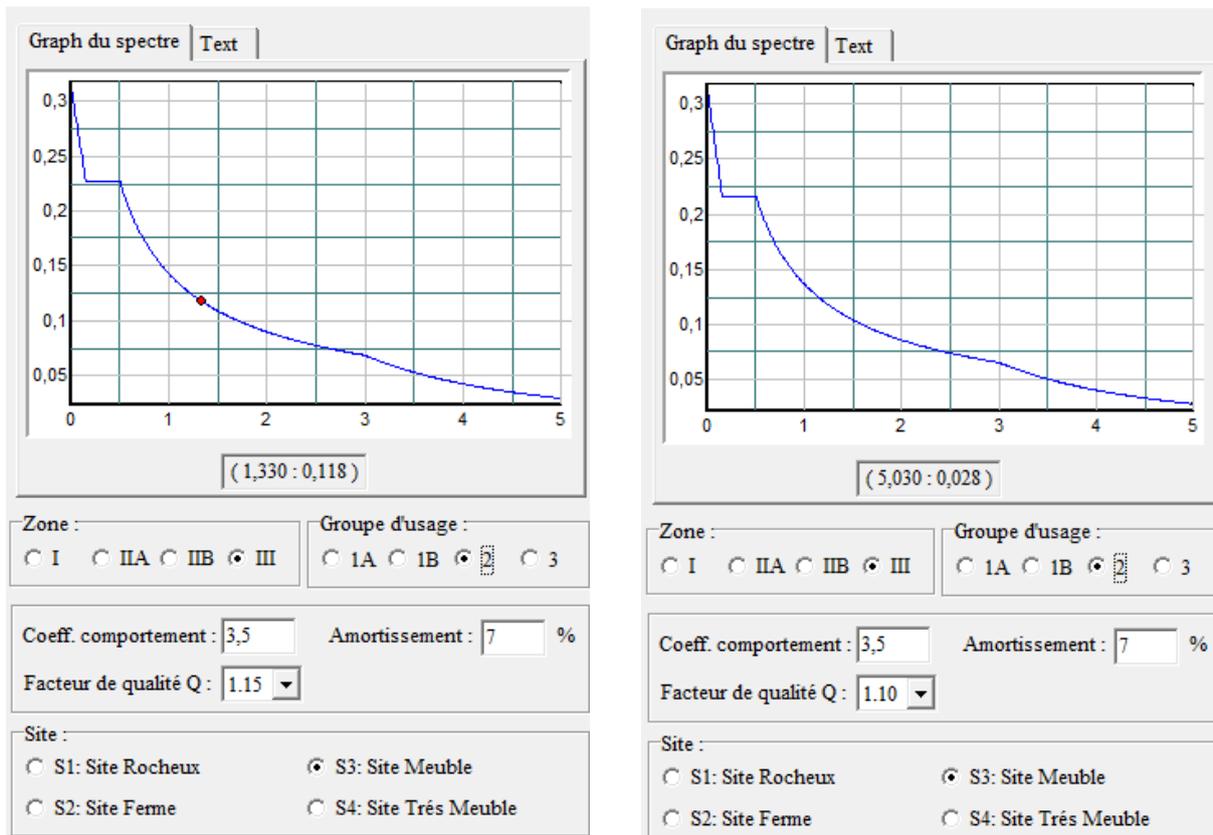


Figure 4.6 : spectre de repense de la structure

4.5. LES VERIFICATIONS DES EXIGENCES DE RPA99/VERSION 2003

4.5.1. Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage

Le R.P.A 2003 exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. (Le déplacement admissible est :

$$\Delta k \text{ adm} = 1\%h_0 \quad (\text{Art 5.10 RPA 2003})$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit.

$$\delta k = R \cdot \delta_{ek} \quad (\text{R.P.A 2003/ Art 4 .19})$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

h_0 : est la hauteur d'étage.

Le déplacement relatif au niveau $\Delta = \delta - \delta_{k-1}$ (Art 4 – 20 R.P.A 2003)

Les résultats sont donnés dans les deux tableaux suivants :

Story	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\Delta_{k-1}(m)$	$\Delta_k(m)$	$\Delta_{k adm}(m)$	observation
5EME	0,029	3,5	0,1015	0,084	0,0175	0,0323	vérifié
4EME	0,024	3,5	0,084	0,063	0,021	0,0323	vérifié
3EME	0,018	3,5	0,063	0,0455	0,0175	0,0323	vérifié
2EME	0,013	3,5	0,0455	0,028	0,0175	0,0323	vérifié
1EME	0,008	3,5	0,028	0,0105	0,0175	0,0323	vérifié
RDC	0,003	3,5	0,0105	0,0007	0,0098	0,0323	vérifié
SOUS SOL	0,0002	3,5	0,0007	0	0,0007	0,034	vérifié

Tableau 4.6. : Déplacement inter-étage dans le sens (x-x).

Story	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\Delta_{k-1}(m)$	$\Delta_k(m)$	$\Delta_{k adm}(m)$	observation
5EME	0,017	3,5	0,0595	0,049	0,0105	0,0323	vérifié
4EME	0,014	3,5	0,049	0,035	0,014	0,0323	vérifié
3EME	0,01	3,5	0,035	0,024	0,011	0,0323	vérifié
2EME	0,007	3,5	0,0245	0,014	0,0105	0,0323	vérifié
1EME	0,004	3,5	0,014	0,007	0,007	0,0323	vérifié
RDC	0,002	3,5	0,007	0,0007	0,0063	0,0323	vérifié
SOUS SOL	0,0002	3,5	0,0007	0	0,0007	0,034	vérifié

Tableau 4.7. : Déplacement inter-étage dans le sens (y-y).

Conclusion :

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée.

4.5.2. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (RPA 99/ 2003 Art : 5.9)

Les effets du 2eme ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux. Il faut calculer le coefficient :

$$\Theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \text{ et le comparer avec le nombre 0.1 tel que :}$$

- Si $\Theta_k < 0.1$: les effets de 2ème ordre sont négligés.
- Si $0.1 < \Theta_k < 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale
- Si $1/(1 - \Theta_k)$ -Si $\Theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_k : poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

h_k : hauteur de l'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Story	P(KN)	VX(KN)	H(m)	Δ(m)	Θ	condition	observation
5EME	4644,06	1572,37	3,23	0,0175	0,0160022	≤0,1	vérifier
4EME	10316,12	2758,98	3,23	0,021	0,02431	≤0,1	vérifier
3EME	16126,21	3658,55	3,23	0,0175	0,0238813	≤0,1	vérifier
2EME	21880,52	4324,28	3,23	0,0175	0,0274144	≤0,1	vérifier
1ER	27672,34	4790,26	3,23	0,0175	0,0312984	≤0,1	vérifier

RDC	33606,12	6050,95	3,23	0,0098	0,0201869	$\leq 0,1$	vérifier
SOUS SOL	41982,96	4515,61	3,4	0,0007	0,0019141	$\leq 0,1$	vérifier

Tableau 4.8 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X.

Story	P(KN)	VY(KN)	H(m)	Δ (m)	Θ	condition	observation
5EME	4644,06	1744,11	3,23	0,0105	0,0086559	$\leq 0,1$	vérifier
4EME	10316,12	3081,46	3,23	0,014	0,0145106	$\leq 0,1$	vérifier
3EME	16126,21	4073,62	3,23	0,011	0,0134816	$\leq 0,1$	vérifier
2EME	21880,52	4805,04	3,23	0,0105	0,0148029	$\leq 0,1$	vérifier
1ER	27672,34	5322,82	3,23	0,007	0,0112668	$\leq 0,1$	vérifier
RDC	33606,12	6612,95	3,23	0,0063	0,0116779	$\leq 0,1$	vérifier
SOUS SOL	41982,96	2241,61	3,4	0,0007	0,003856	$\leq 0,1$	vérifier

Tableau 4.9 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y**Conclusion :**

On constate que θ_{Kx} et θ_{Ky} sont inférieure à 0.1 Donc l'effet de 2ème ordre (effet P-delta) peut être négligé.

4.5.3. Vérification de l'effort sismique à la base

L'une des premières vérifications préconisées par le RPA99 ver2003 est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base **Vt** Obtenue par combinaison des valeurs modales **ne doit pas être inférieure à 80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **VS** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dy} < 0.8 V_S$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V_{statique} / V_{dynamique}$

Les résultats sont les suivantes :

Sens	X-X	Y-Y
A	0,25	0,25
D	2,79	2,64
Q	1,15	1,1
W	41982,96	41982,96
R	3,5	3,5
V statique	9621,59	8708,46
0.8 V statique	7697,27	6966,76
V dynamiques	6050,95	6612,95
0.8 $V_s < V_{dy}$	Condition non vérifié	Condition non vérifiée

Tableau 4.10 : Vérification de l'effet sismique a la base

Remarque :

On a dans les deux sens x-x et y-y trouver $V_{dyn} < 0.8 V_S$,
 Donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V_{statique} / V_{dynamique}$

$$r_x = \frac{0.8 V_s}{V_d} = \frac{7697,27}{6050,95} = 1.3$$

$$r_y = \frac{0.8 V_s}{V_d} = \frac{8708,46}{6612,95} = 1.4$$

✓ **Résultats obtenus après amplification :**

Sens	X-X	Y-Y
A	0,25	0,25
D	2,79	2,64
Q	1,15	1,1
W	41982,96	41982,96
R	3,5	3,5
V statique	9621,59	8708,46
0.8 V statique	7697,27	6966,76
V dynamiques	7866,23	7258,13
0.8 Vs < Vdy	Condition vérifié	Condition vérifiée

4.5.4. Vérification de non renversement :

Le moment de renversement provoqué par l'action sismique doit être calculé en prenant comme référence le niveau de contact du sol de fondation.

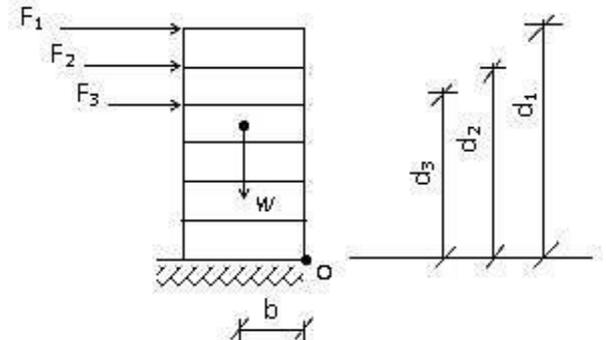
Le moment de stabilisation sera déterminé en considérant le poids total équivalant au poids de la construction ($M_s > M_r$), de la manière suivante :

M_s : moment stabilisant est égal à :

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

M_r : moment de renversement est égal à :

$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$



Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

- **b** : la distance au centre de gravité selon la direction xx et yy (Xg, Yg)

Cette condition d'équilibre concerne la stabilité globale du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement ou de glissement.

Sens	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
longitudinal	41982,96	16.26	682642.92	257377,669	2.65	OK
transversal	41982,96	14.395	604344.71	257377,669	2.34	OK

Tableau 4.11 : Vérification de non renversement

Conclusion :

On a ($M_s > 1,5 M_r$), donc L'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions.

4.5.5 Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99version2003art 7.4.3)

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Avec : } N_d: \text{ l'effort normal maximal}$$

B_c : l'air la de section brute

F_{cj} : la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont donnés sur le tableau suivant :

Zone	Section	N(KN)	f_{c28} (MPa)	Nrd(KN)	N	Vérification
I	40X50	1360,74	25	0.276	0.3	CV

Tableau 4.12 : Vérification de l'effort normal réduit

Remarque :

Nous avons modifié les longueurs du poteau pour ne pas avoir de poutres fortes et de poteau faibles. Nous avons deux directions du sens y qui sont très grands, 5,9. Quant au sensé x, nous avons réduit la longueur car il atteint

CHAPITRE 05

ETUDE ELEMENTE DES STRUCTURAUX

5.1. INTRODUCTION :

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des Moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont Calculées à la flexion simple.

Après avoir calculé les sollicitations par le logiciel ETABS, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé CCBA93, RPA99/Version 2003 et le BAEL. Les éléments constructifs abordés dans ce chapitre sont :

- ✓ Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.
- ✓ Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

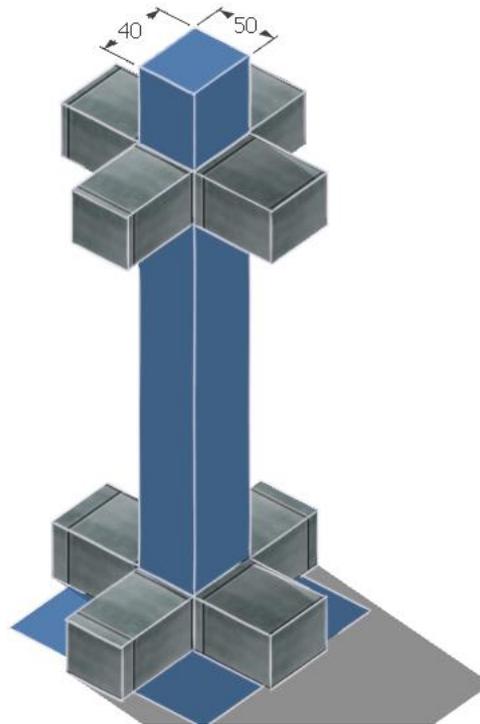


Figure 5.1 : poteau en 3D

5.2. ÉTUDE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (ELU) en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes:

- $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$
- $M_{max} \rightarrow N_{correspondan}$

5.2.1. Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

BAEL (Situation durable)	RPA99/V2003 (Situation accidentelle)
ELU $1.35 G + 1.5 Q$	$G + Q \pm E$
ELS $G + Q$	$0.8 G \pm E$

Tableau 5.1: les combinaisons de charges.

Les poteaux sont calculés sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et cela dans les situations suivantes :

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe(MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	17	1,15	500	434.78
Accidentelle	1,15	25	0,85	26,08	1	500	500

Tableau5.2 : sollicitations de calcul

5.2.2. Ferrailage longitudinales

Etant donné que la structure comporte les mêmes sections (50×40) cm². de poteaux dans tout les étage , mais pour faciliter le calcul on définit des zones comme suit :

- **Zone I** SOUS SOL
- **Zone II** RDC - 1er étage - 2^{eme} étage -3^{eme} étage
- **Zone III** 4^{eme} étage 5^{eme} étage

a. Recommandations du RPA99

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet. Leur pourcentage minimal est de 0,9% en zone III.

✓ Leur pourcentage maximal est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

✓ Le diamètre minimum est de 12 mm

✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ .

✓ La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.

✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales.

Les recommandations données par RPA99/VERSION2003 et BAEL et CBA sont résumées dans les tableaux suivants :

CBA		RPA		BAEL	
A_{CNF}	A_{min}	A_{max}	A_{min}	A_{max}	
$A_{CNF} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} * \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d}$	0.9%B	$Z_{cou} = 4\%B$ $Z_{rec} = 6\%B$	$\max\left(\frac{4cm^2}{ml}; \frac{2B}{1000}\right)$	$\frac{5B}{100}$	

Tableau5.3 : sollicitations de calcule

B : section du béton= $b \times h$, $d = 0.9 \cdot h = 45 \text{ cm}$

Les résultats sont comme suit :

		BAEL91		CBA93	RPA99/V2003		
Niveau	Section	A_{min}	A_{max}	A_{2CNF}	A_{min}	$A_{max}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$
	(cm^2)	zone courent	zone nodal				

Zone	50X40	7.2	100	2.468	18	60	120
------	-------	-----	-----	-------	----	----	-----

Tableau5.4 : résultat calcul de recommandation

b. Résultat de ferrailage de l'armateur longitudinal

	N(KN)	M2 (KN.m)	M 3KN.m)	Section	A2calculé	A3calculé	HA/ nappe
Zone I	Nmax	-1360,01	M2corr 3,218	M3corr -1,844	50X40	0	0
	Nmin	-111,53	M2corr 31,122	M3corr -1,969		0,52	0
	Ncorr	-804,85	M2max -101,235	M3corr -27,315		0	0
	Ncorr	-668,79	M2corr -22,122	M3max -106,76		0	0
Zone II	Nmax	-775,52	M2corr 5,311	M3corr -93,412	50X40	0	0
	Nmin	-10,95	M2corr 73,261	M3corr 18,001		3,9	0,65
	Ncorr	-104,91	M2max -119,252	M3corr -2,595		5,62	0
	Ncorr	-504,07	M2corr -4,452	M3max -101,062		0	3,33

Tableau5.5 : calcul des armatures longitudinales

5.2.3. Ferrailage transversal :

Armatures transversales (cm ²)	L'épaisseur des cadres (cm)		La quantité d'armatures transversales minimales (%)		
	Zone nodale	Zone courante	$\lambda_g \geq 5$	$\lambda_g \leq 3$	$3 < \lambda_g < 5$
$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$	t ≤ 10cm	t' ≤ Min ($\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_{min}$)	0.3%	0.8	interpolation

Tableau 2.6: formule de calcul de ferrailage transversal.

On doit vérifier $\frac{A_t}{t \times b} > \%min$ (RPA99/V2003).

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_t$.

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élancement géométrique (λ_g).

t : L'espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5, \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ dans le cas contraire} \end{cases}$$

Avec, $\lambda_g = \max\left(\frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b}\right)$ $\lambda_g = \max\left(\frac{2,261}{0,5} = 4,522, \frac{2,261}{0,4} = 5,6\right)$

$$\lambda_g = \max\left(\frac{2,38}{0,5} = 4,76, \frac{2,38}{0,4} = 5,95\right)$$

Dans les deux cas on a : $\lambda_g \geq 5$ Donc $\rho_a = 2,5$

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

zone	section	I _F	λ _g	ρ _a	V _u	Zone	S _t	Arpa	A _{cal}	choix	Aadopté
Sous-sol	50X40	2.38	5.95	2.5	28.94	N	10	1,2	0,289	4T10	2,54
						C	15	1,8	0,43		
RDC											
1er						N	10	1,2	2.61	4T10	2,54
2em	50X40	2.261	5.6	2.5	-26.07						
3eme						C	15	1,8	3.91		
Étage											
4em						N	10	1,2	3.26	4T10	2,54
5em	50X40	2.261	5.6	2.5	32.69						
Étage						C	15	1,8	4.90		

Tableau 5.7 : Choix des armatures longitudinales des poteaux

➤ **Espacement des cadres**

La valeur maximale en zone III de l'espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $t' \leq \min(b/2 ; h/2 ; 10\phi)$ en zone III

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ On adopte un espacement de 10 cm en zone nodale et 15 cm en zone courante.

➤ **La longueur minimale de recouvrement**

$$L_r = 50\phi$$

Donc

$$L_r = 50 \times 1 = 50 \text{ cm}$$

$$L_r = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}$$

$$L_r = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$$

5.2.4. Vérifications :

a) vérification de L'effort tranchant

On prend l'effort tranchant max et on le généralise pour tous les poteaux.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \\ \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 4.35 \text{ MPa}, \text{ fissuration peu préjudiciable} \end{array} \right.$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

zone	b	d	Vu	τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Sous-sol	40	45	28.94	0.16	4.35	C.V
RDC, 1er 2em, 3eme Étage	40	45	26.07	0.14	4.35	C.V
4em , 5em Étage	40	45	32.69	0.18	4.35	C.V

Tableau5.8 : vérification L'effort Tranchante

b) Vérification des contraintes de compression dans le béton

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton.

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau5.9 : vérification de la contrainte normale dans les poteaux

c) Vérification de contrainte de cisaillement conventionnelle

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0.075, \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04, \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{bu}$

Donc : $\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$.

niveau	section	v_u	b	d	$\tau_u(\text{MPa})$	$\tau_{bu}(\text{MPa})$	Observation
1	50X40	28.94	40	45	0.16	1.875	C.V
2	50X40	-26.07	40	45	0.14	1.875	C.V
3	50X40	32.69	40	45	0.18	1.875	C.V

Tableau 5.3: Vérification des contraintes de cisaillement.

5.2.4. Schéma ferrailage :

Niveau	M_{2ser} KN.m	N_{COR} KN	M_{3ser} KN.m	N_{COR} KN	σ_{2bc} MPa	σ_{3bc} MPa	A2 cm ²	A3 cm ²	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
SS.RDC.1									
Etage	-32,528	-501,45	-37,373	-785,31	0,31	1,76	7,1	6,03	CV
2.3.4.5									
Etage	-34,666	-88,72	-14,591	-83,09	3,46	1,47	7,1	6,03	CV

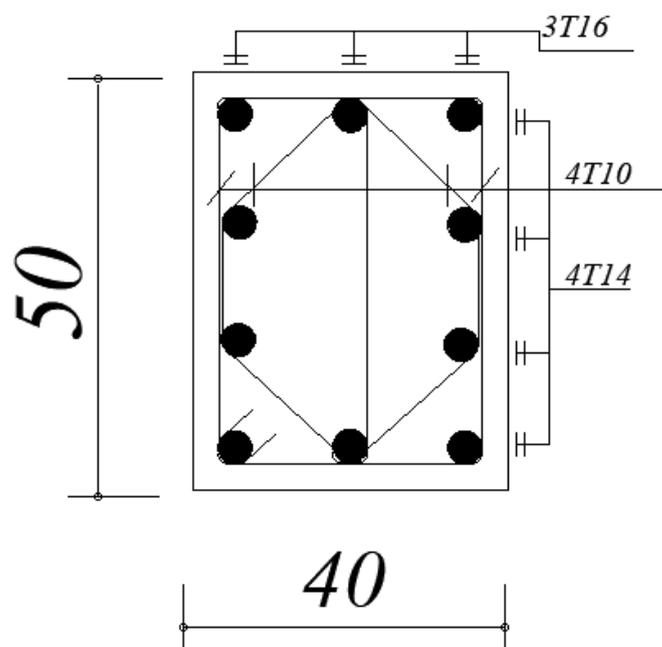


Figure 5.2 : Schéma ferrailage des poteaux

5.3. ETUDE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'ELU et à l'ELA sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

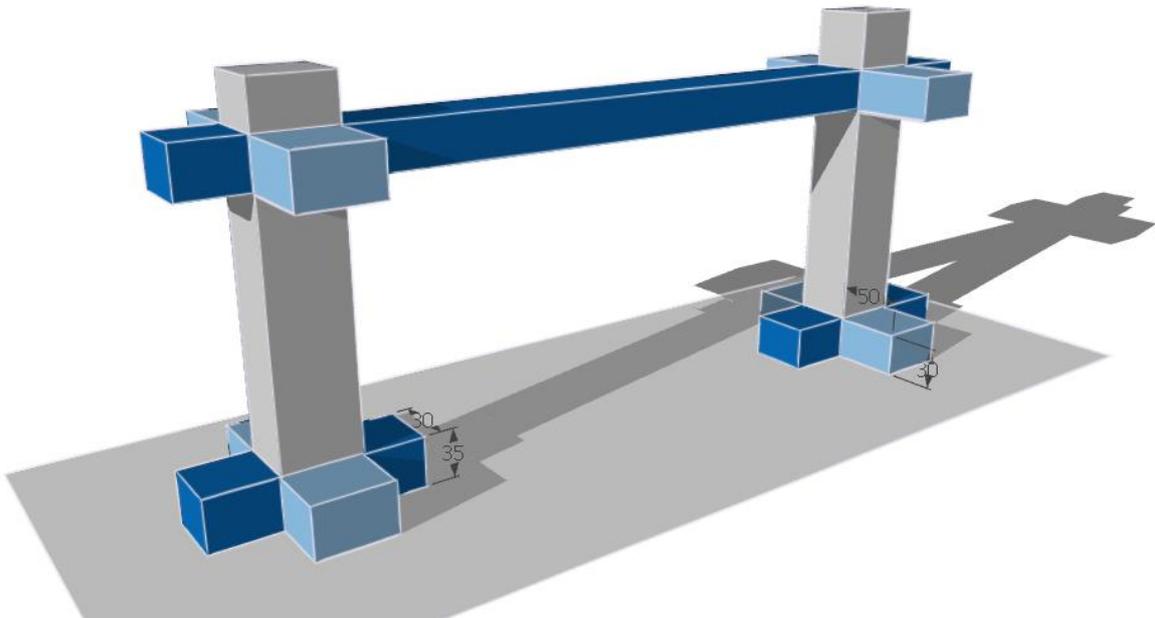


Figure5.3 : Poutre en 3D.

5.3.1. Prescriptions données par RPA99/version 2003 :

a) Armatures longitudinales :

- ✓ Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ (zone III).
- ✓ Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un rectangle.
- ✓

b) Armatures transversales :

- Selon le RPA :
- ✓ La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0.003.s.b$

- ✓ L'espace maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4, 12\phi$ »
 - En dehors de la zone nodale l'espace doit être de « $s \leq h/2$ ».

➤ Selon le BAEL 91 : (la condition de non fragilité)

$$A_{CNF} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en 03 zones :

- les niveaux (Sous-Sol et RDC et 1^{ere} etage) ... zone I
- les niveaux (2-3-4-5) zone II

➤ **Identification des poutres :**

Les poutres qu'on a étudiées ci-dessous sont similaires aux axes suivants :

Sens longitudinale	sens transversale
P1 : axe E	P4 : axe 2 et 11
P2 : axes C et G	P5 : axe 3.4.5.8.9.10
P3 : axe F et D	P6 : axes 6 et 7

Tableau 5.11 : Identification des poutres

➤ **Identification des zones :**

Zone	Etage
ZONE I	Sous-sol, RDC, 1 ^{ère} Etage
ZONE II	2.3.4.5. ère Etage

Tableau 5.4: Identification des zones

5.3.2. Ferrailage longitudinal:

➤ Poutre secondaire (30*35)

Zone	Poutre	M_t (KN.m)	M_a^{inf} (KN.m)	M_a^{sup} (KN.m)	A_t (cm ²)	A_a^{inf} (cm ²)	A_a^{sup} (cm ²)
ZONE I	P1	10,346	121,699	-118,315	0,96	8,33	8,07
	P2	17,251	76,554	-80,679	1,29	5,2	5,5
	P3	14,402	78,641	-92,114	1,07	5,35	6,35
ZONE II	P1	13,457	134,02	-129,481	0,97	9,3	8,94
	P2	10,609	60,769	-85,188	0,78	4,07	5,83
	P3	24,983	92,132	-107,591	1,88	6,36	7,54

Tableau 5.5: Résultante calcule des sections de ferrillages PS

Zone	Poutre	A_t (cm ²)		A_a^{inf} (cm ²)		A_a^{sup} (cm ²)	A_{adp}
ZONE I	P1	3T14	4.62	3T14+2T16	8.64	3T14+2T16	8.64
	P2	3T14	4.62	3T14+1T16	6.63	3T14+1T16	6.63
	P3	3T14	4.62	3T14+1T16	6.63	3T14+1T16	6.63
ZONE II	P1	3T14	4.62	3T14+3T16	10.65	3T14+3T16	10.65
	P2	3T14	4.62	3T14+1T16	6.63	3T14+1T16	6.63
	P3	3T14	4.62	3T14+1T16	6.63	3T14+2T16	8.64

Tableau5.14 : choix de la barre longitudinale PS

➤ Poutre principale (30*50)

Zone	Poutre	M_t (KN.m)	M_a^{INF} (KN.m)	M_a^{sup} (KN.m)	A_t (cm ²)	A_a^{inf} (cm ²)	A_a^{sup} (cm ²)
ZONE I	P1	48,491	98,648	-184,153	2,41	4,31	8,33
	P2	59,737	74,367	-145,839	2,99	3,22	6,49
	P3	66,514	63,253	-117,657	3,34	2,72	5,18
ZONE II	P1	48,04	118,356	-204,21	2,39	5,21	9,32
	P2	66,877	83,611	-161,584	3,36	3,63	7,24
	P3	69,148	67,092	-125,015	3,48	2,89	5,52

Tableau 5.6: Résultante calcule des sections de ferrillages PP

Zone	Poutre	A_t (cm ²)	A_a^{inf} (cm ²)	A_a^{sup} (cm ²)	A_{adp}		
I	P1	3T14	4.62	3T14	4.62	3T14+2T16	8.64
	P2	3T14	4.62	3T14	4.62	3T14+1T16	6.63
	P3	3T14	4.62	3T14	4.62	3T14+1T16	6.63
II	P1	3T14	4.62	3T14+1T16	6.63	3T14+3T16	10.65
	P2	3T14	4.62	3T14	4.62	3T14+2T16	8.64
	P3	3T14	4.62	3T14	4.62	3T14+1T16	6.63

Tableau5.16 : choix de la barre longitudinale PP

5.3.3. Ferrailage transversale

Selon le BEAL91	Selon le RPA99V2003		Choix des barres
	Zone nodale	Zone courante	
$S_t \leq \min(0.9d; 40cm)$ $S_t = 15 cm$	$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L, 30cm\right)$ $S_t = 10 cm$	$S_t \leq \frac{h}{2}$ $S_t = 15cm$	$\phi_t = 8cm$ $S_t = 15cm$
$A_t \geq \frac{0.4 \cdot b \cdot S_t}{f_e}$ $A_t = 0.36 cm^2$	$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$ $A_t = 1.35 cm^2$		
$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$ $\phi_t = 8cm$			

Tableau 5.17 : sollicitations de calcul des armateurs transversal

➤ **La longueur minimale de recouvrement**

$$L_r = 50\phi$$

Donc

$$L_r = 50 \times 1,4 = 70 cm$$

$$L_r = 50 \times 1,6 = 80 cm$$

5.3.4. Les Vérification :

1. Vérification a L'ELU

a) La contrainte tangentielle

La contrainte tangentielle dans les poutres doit vérifier les conditions suivantes :

On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau}_u$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \\ \overline{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 4.35 MPa, \text{ fissuration peu préjudiciable} \end{array} \right.$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

Nous avons trouvé selon l'ETABS la valeur de l'effort tranchant suivant :

➤ Sens longitudinale :

Zone	$V_u^{max} (MN)$	$\tau_u (MPa)$	$\tau' (MPa)$	$\tau_u < \tau'$
I	0.106	1.12	4.35	Condition
II	0.110	1.16	4.35	vérifiée

Tableau 5.18 : Vérification des contraintes tangentielles Sens longitudinale.

➤ Sens transversale :

Zone	$V_u^{max} (KN)$	$\tau_u (MPa)$	$\tau' (MPa)$	$\tau_u < \tau'$
I	0.189	1.40	4.35	Condition
II	0.117	0.86	4.35	vérifiée

Tableau 5.19 : Vérification des contraintes tangentielles Sens transversale.

b) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

➤ Influence sur le béton :

L'effort tranchant doit également satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u^{max}}{b_0 a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u^{max} \leq 0.267 \cdot b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$$

Avec : a est la longueur d'ancrage, $a = b_0 - c_t - 2$,

$$c_t = \max \begin{cases} c \\ \phi_t \\ 1 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow c_t = 3 \text{ cm.}, \quad a = 25 \text{ cm.}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	$V_u^{max} MN$		$0.267 \cdot b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$	Observation
	Sens longitudinal	Sens transversal		
I	0.15	0.11	0.5	Condition vérifiée
II	0.042	0.12	0.5	

Tableau 5.20 : Vérification L'Influence sur le béton.

➤ **Influence sur les armatures :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

- Sens longitudinale :

Zone	Poutre	$V_u (KN)$	$M_u (KN.m)$	$A_a (cm^2)$	$A (cm^2)$
I	P1, P2, P3	150,81	133,217	0	8,93
II	P1, P2, P3	42,36	39,539	0	3,79

Tableau 5.21 : Vérification L'Influence des armateurs Longitudinale.

- Sens transversale :

Zone	Poutre	$V_u (KN)$	$M_u CORRE (KN.m)$	$A_a (cm^2)$	$A (cm^2)$
I	P1, P2, P3	115,55	107,663	0	7,13
II	P1, P2, P3	129,66	126,175	0	8,43

Tableau 5.22 : Vérification L'Influence des armateurs Transversale.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence :

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur ultime :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se.u}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \sum U_i}$$

$$\tau_{se.u} = 0.6 \cdot \Psi_s \cdot f_{t28} = 2.016 MPa.$$

$\sum U_i$: Somme de périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \pi n \phi = \pi \times 3 \times 0.14 = 1.32m.$$

- Sens longitudinale :

Zone	$V_u(MN)$	$\sum U_i(m)$	$\tau_{se}(MPa)$	$\tau_{se.u}(MPa)$	Observation
I	0.106	1.319	0.089	2.016	Condition vérifiée
II	0.110	1.319	0.092	2.016	

Tableau 5.23 : Vérification de la contrainte d'adhérence dans le sens longitudinale.

- Sens transversale :

Zone	$V_u(KN)$	$\sum U_i(cm)$	$\tau_{se}(MPa)$	$\tau_{se.u}(MPa)$	Observation
I	0.189	1.319	0.150	2.016	Condition vérifiée
II	0.117	1.319	0.098	2.016	

Tableau 5.24 : Vérification de la contrainte d'adhérence dans le sens transversale.

2. Vérification a L'ELS

a) Vérification des contraintes

Il faut que les contraintes de compression du béton vérifiées : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

- Sens longitudinale

Zone	poutre	Zone	$M_{ser}(Kn.m)$	$A_{INF}(cm^2)$	$A_{SUP}(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc}(MPa)$
I	P1	Travée	7.45	4.62	4.62	1,37	15
		Appui	-20.20	8.64	8.64	2,67	15
	P2	Travée	12,638	4.62	4.62	2,53	15
		Appui	-30,609	6.63	6.63	5,08	15
	P3	Travée	10,506	4.62	4.62	2,11	15
		Appui	-22,209	6.63	6.63	3,68	15
II	P1	Travée	9,768	4.62	4.62	1,79	15
		Appui	-15,281	10.65	10.65	1,77	15
	P2	Travée	7,786	4.62	4.62	1,18	15
		Appui	-18,965	6.63	6.63	2,87	15
	P3	Travée	18,144	4.62	4.62	2,37	15
		Appui	-28,904	6.63	8.64	4,09	15

Tableau 5.25: Vérification des contraintes des poutres longitudinales

- Sens transversale :

Zone	poutre	Zone	$M_{ser}(Kn.m)$	$A_{inf}(cm^2)$	$A_{sup}(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc}(MPa)$
I	P1	Travée	35,491	4.62	4.62	3,61	15
		Appui	-52,646	4.62	8.64	4,34	15
	P2	Travée	43,311	4.62	4.62	4,41	15
		Appui	-78,102	4.62	6.63	7,02	15
	P3	Travée	48,292	4.62	4.62	4,92	15
		Appui	-57,374	4.62	6.63	5,16	15
II	P1	Travée	35,141	4.62	4.62	3,58	15
		Appui	-54,328	6.63	10.65	3,94	15
	P2	Travée	48,881	4.62	4.62	4,98	15
		Appui	-92,164	4.62	8.64	7,6	15
	P3	Travée	50,193	4.62	4.62	5,11	15
		Appui	-56,929	4.62	6.63	5,12	15

Tableau 5.26 : Vérification des contraintes des poutres Transversale

b) Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) :

Le calcul des déformations, est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du BAEL 91(Article B.6.5) et du CBA 93.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire

sens	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$	$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	Observation
Long	$0,1 \geq 0.0625$	$0,1 \geq 0.014$	$0.0048 \leq 0,0084$	Condition vérifiée
Trans	$0.14 \geq 0.0625$	$0.14 \geq 0.017$	$0.0034 \leq 0,0084$	

Tableau 5.27 : Vérification de la flèche.

5. 3.5. Schéma ferrailage :

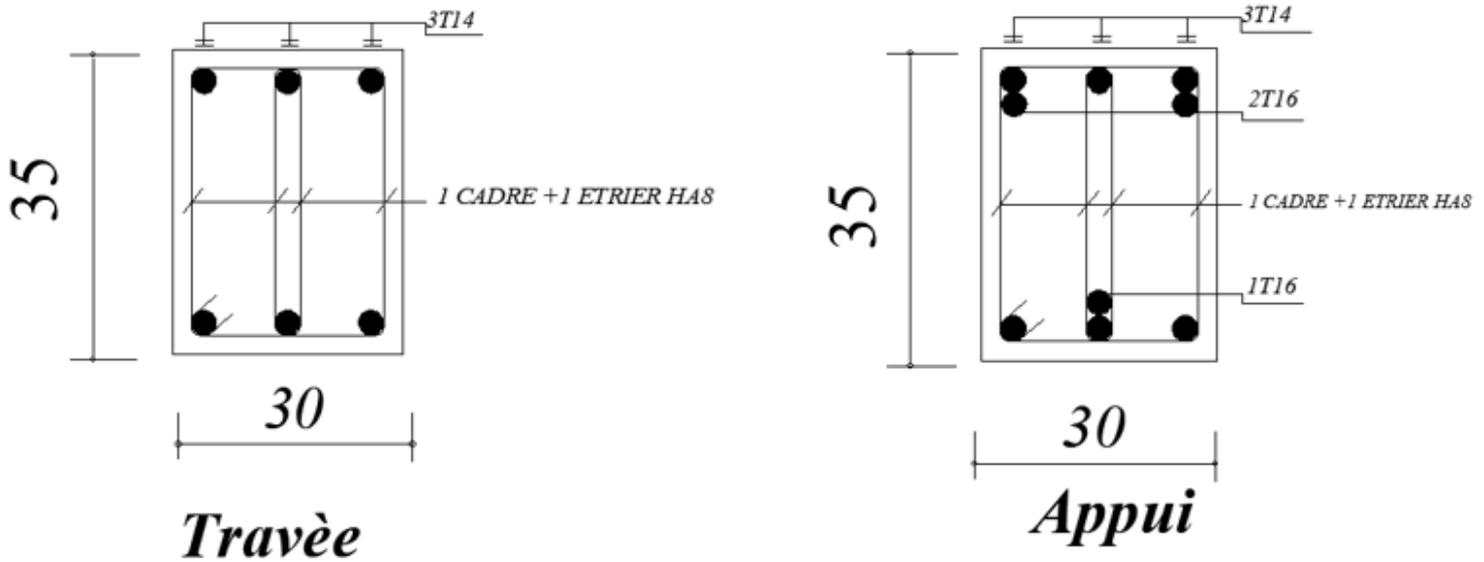


Figure 5.4 : Schéma ferrailage Poutre Secondaires

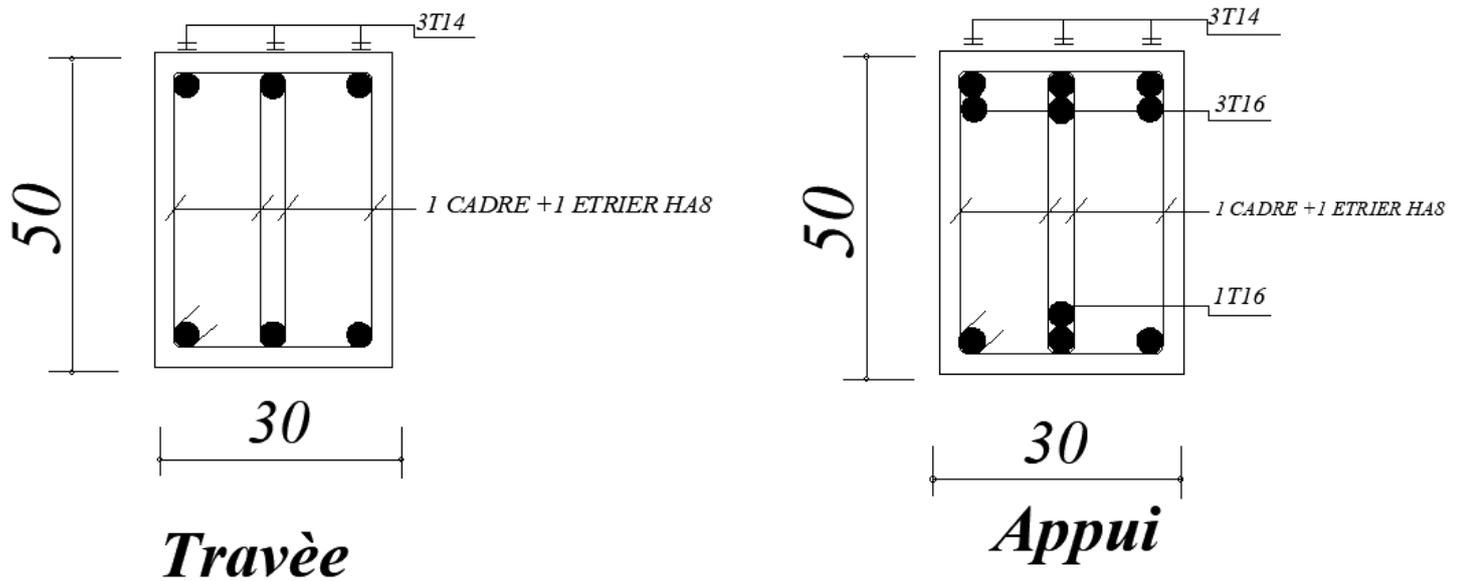


Figure 5.5 : Schéma ferrailage Poutre principale

5.4. ETUDE DES VOILES PLEINS :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. 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.

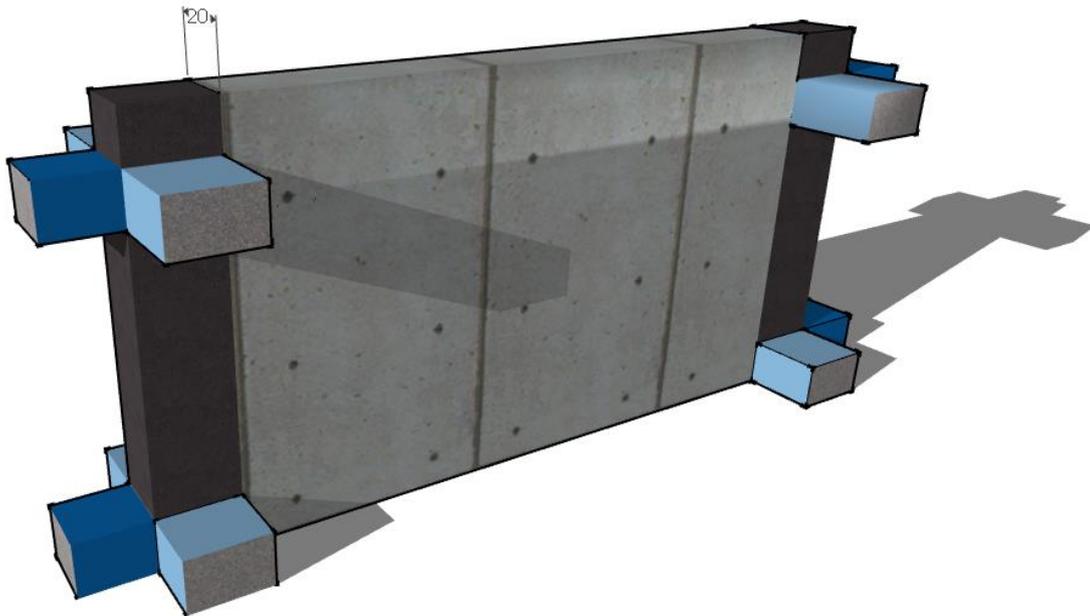


Figure 5.6 : voile en 3D.

➤ Identification du voile :

Les poutres qu'on a étudiées ci-dessous sont similaires aux axes suivants :

Sens longitudinale	sens transversale
VE09	VE11
VE03	VE02

Tableau 5.28 : Identification du voile

➤ Identification des zones :

Zone	Etage
ZONE I	Sous-sol, RDC, 1 ère Etage
ZONE II	2.3.4.5. ère Etage

Tableau 5.29 : Identification des zones

5.4.1. Les combinaisons d'action :

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre

BAEL91	RPA99V2003
ELU : 1.35 G + 1.5 Q	G + Q ± E
ELS : G + Q	0.8 G ± E

Tableau 5.30 : les combinaisons d’actions.

5.4.2. Ferrailage des voiles :

a) Ferrailage verticale

Le ferrailage verticale est déterminée suivants les étapes de calcul définies ci-dessous :

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

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

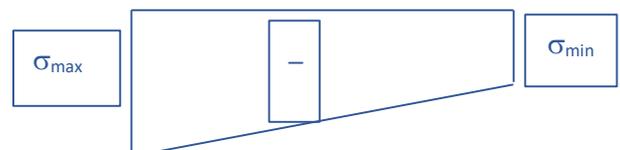
- Ω : section du béton.
- V : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).

$V = \frac{L_{trm}}{2}$, L : longueur de trumeau. Suivant la position de l’axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

➤ **1^{ere} cas : Section entièrement tendue (S.E.T)**

Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures.

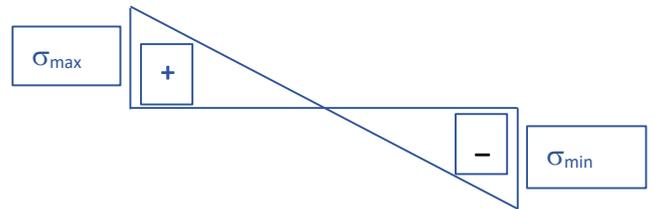
$$N(t) = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_{max})}{2} \times L.e$$



➤ **2^{eme} cas : Section partiellement comprimée (S.P.C)**

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.

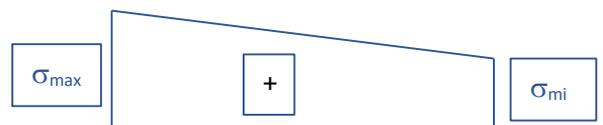
$$N(t) = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_{min})}{2} \times L \cdot e$$



➤ **3^{eme} cas : Section entièrement comprimée (S.E.C)**

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression.

$$N(t) = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_{min})}{2} \times L \cdot e$$



b) Ferrailage horizontale

La section d'armature est donnée par la plus élevée des deux relations suivantes :

✓ Selon le BAEL91, $A_h = \frac{A_v}{4}$

✓ Selon le RPA99 $A_h \geq 0.0015 \cdot b \cdot L_{voile}$

- A_v : section d'armature verticale pour la partie tendu.

Ces barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10 φ**, et doivent être disposés de telle manière à servir de cadre retenant les armatures verticales.

c) Ferrailage minimale

➤ Compression simple :

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

- $A \geq 4\text{cm}^2 / \text{ml}$. (longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures). [A.8.1.2.1.BAEL91]
- $0.20\% \leq \frac{A}{\Omega} \leq 0.5\%$, Ω : section du béton comprimé)

➤ Traction simple :

$$A_{min} = B \frac{f_{t28}}{f_e}, \text{ [A.4.2.1.BAEL91] et Selon le RPA99 / version 2003 :}$$

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

- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
- Globalement dans la section du voile égale à 0.15%. (Art7.7.4.3)
- En zone courante égale à 0.10%.

d) Espacements

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq 1.5 e , St \leq 30cm. \text{ Avec : } e = \text{épaisseur du voile.}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

e) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

f) Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 De l'épaisseur.

ZONE		I	II
Moment de flexion M(KN.m)		14590,483	7323,052
Effort normal N(KN)		1477,29	882,18
Epaisseur du voile e(m)		0.2	0.2
Longueur du voile L(m)		6.4	6.4
Section du voile B (m2)		1.18	1.18
Inertie du voile I (m4)		6.259	6.259
Bras de levier V(m)		3.2	3.15
Contrainte de traction (MN/m2)		-6.358	-3.097
Contrainte de compression (MN/m2)		8.327	4.27
Longueur de la zone tendu Lt (m)		2.727	2.648
Effort de traction Nt (MN)		-1.733	-0.820
Section d'armature (cm2)		34.66	16.4
Section min RPA (cm2/ml)		10.9	5.296
Max {As ; Amin RPA}		34.66	16.4
Zone d'about	Choix des barres par Nappe	6T12	6T12
	A adoptée (cm2)	6.78	6.78
	Espacement (cm)		
	$St \leq 1.5 e$ $St \leq 30cm.$	10	10
Zone courante	Choix des barres par Nappe	11T12	10T12
	A adoptée (cm2)	12.43	11.3
	Espacement (cm)	20	20
Armature transversales			
Section min RPA (cm2/ml)		3	3
$0.0015 \cdot b \cdot L_{voile}$			
AH adoptée (cm2/ml)		7.8	7.8
Choix des barres / ml		10T10	10T10
L'espacement		20	20

Tableau 5.31 : Ferrailage des voiles (VE2. VE11).

ZONE	I	II
Moment de flexion M(KN.m)	6035,974	2346,208
Effort normal N(KN)	2036,86	-1009,87
Epaisseur du voile e(m)	0.2	0.2
Longueur du voile L(m)	4.21	4.21
Section du voile B (m ²)	1.08	1.08
Inertie du voile I (m ⁴)	2.12	2.12
Bras de levier V(m)	1.9	1.9
Contrainte de traction (KN/m ²)	-3.527	-1.169
Contrainte de compression (KN/m ²)	7.29	3.036
Longueur de la zone tendu Lt (m)	1.37	1.17
Effort de traction Nt (MN)	-0.483	-0.136
Section d'armature (cm ² /ml)	9.66	2.72
Section min RPA (cm ²)	35.4	3.54
Max {As ; Amin _{RPA} }	35.4	35.4
Zone d'about	Choix des barres par Nappe	4T12
	A adoptée (cm ²)	4.52
	Espacement (cm)	10
Zone courante	Choix des barres par Nappe	8T12
	A adoptée (cm ² /Lv)	4.52
	Espacement (cm)	20
Armature transversales		
	Section min RPA (cm ² /ml)	3
	0.0015. b. L _{voile}	
	AH adoptée (cm ² /ml)	7.8
	Choix des barres / ml	10T10
	L'espacement	20

Tableau 5.32 : Ferrailage des voiles (VE03. VE09).

5.4.3. Les vérifications :

➤ Contraintes de cisaillement :(RPA 99 /V2003Art7-7-2)

Les Contraintes de cisaillement dans le béton est donnée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1,4V_{u \text{ calcul}}$$

Avec : b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile $\Rightarrow d = 0,9h = 0,9$

h : hauteur totale de la section brute

Voile	V(KN)	e(m)	d(m)	\bar{V}	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Condition
(VE2.VE11)	70,3	0.2	4.86	98.42	0.10	5	Vérifier
(VE9.VE3)	41,64	0.2	3.07	58.29	0.09	5	Vérifier

Tableau 5.33 : vérification de Contraintes de cisaillement

5.4.4. Schéma ferrailage :

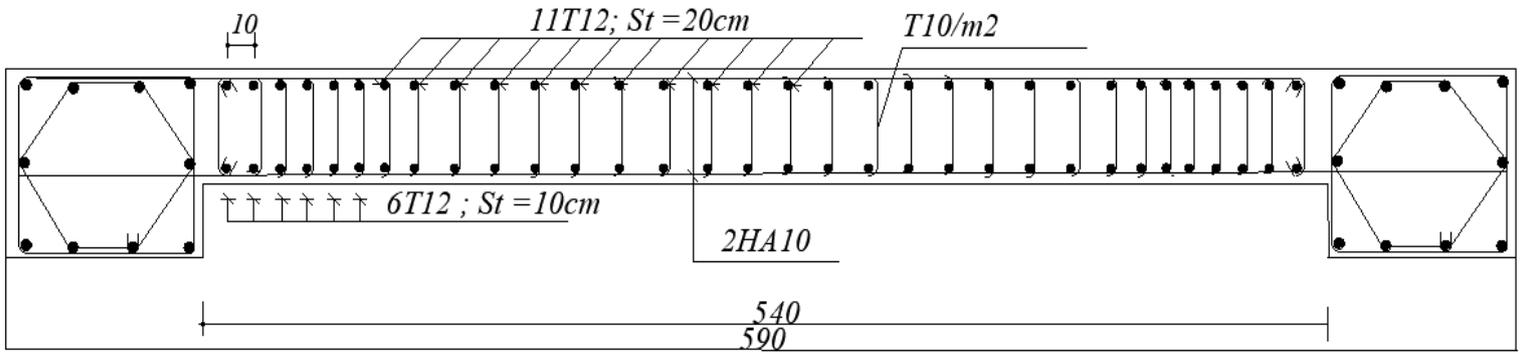


Figure 5.7 : Schéma Ferrillages voile E02 ;E11

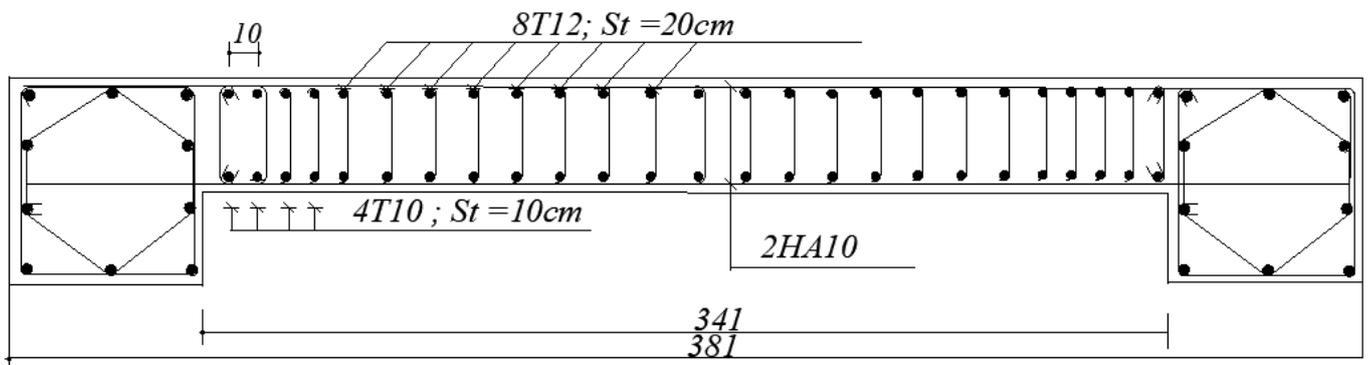


Figure 5.8 : Schéma Ferrillages voile E03 ;E09

CHAPITRE 06

ETUDE D'INFRA STRUCTURE

6.1. INTRODUCTION

Les fondations sont des éléments ayant pour objectif la transmission des charges et des efforts apporté pas la structure ou les séismes vers le sol. Ils sont subdivisés en 3 types de fondation :

- ✓ Fondation superficielle.
- ✓ Fondation semi-profond.
- ✓ Fondation profond.

A. Fondation profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas ou le bon sol se trouve à une grande profondeur.

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

B. Fondations superficielles :

-En général on dit qu'une fondation est superficielle toutes fondations dont l'encastrement D dans le sol ne dépasse pas quatre (04) fois la largeur B (cote la plus petite de la semelle)

-Le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante : $\frac{D}{B} < 4$

On a trois types de fondation :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

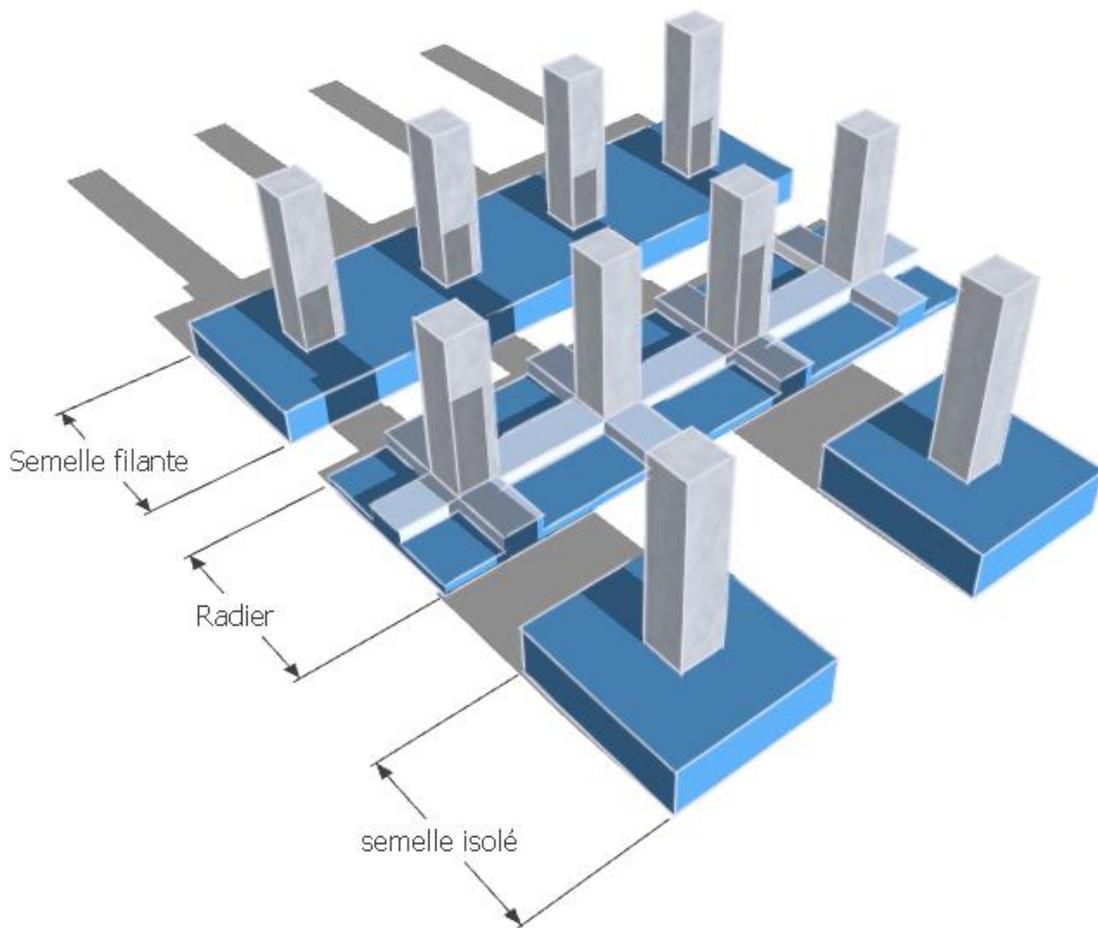


Figure 6.1 : Schéma des Fondations superficielles.

6.2. ÉTUDES GEOTECHNIQUE DU SOL :

Le choix du type de la fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. La contrainte admissible du sol étudié est de 1.6 barres avec une profondeur d'ancrage de 2 m. D'après les résultats donnés par cette étude on peut déduire que le type de fondation a implanté sont des fondations superficiel.

6.3. CHOIX DE TYPE FONDATION :

Le choix de type de fondation se fait suivant les trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Ce choix de type de fondation doit satisfaire :

- La stabilité de l'ouvrage
- Facilité de réalisation et l'économie.

➤ Semelle isolée

Ce type de fondation n'est pas applicable car ce sont des semelles sous poteaux, or notre structure comporte des voiles de contreventement.

➤ Semelles filantes :

En premier lieu, nous prendrons des semelles filantes adjacentes et en calculer la surface de chacune d'elles et voir si on pourra éviter le chevauchement des surfaces, la largeur « B » est donnée par la formule :

1er cas : aucun soulèvement n'est admis ($e_0 \leq L/4$):

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \times \left(1 + \frac{3e_0}{L} \right); e_0 = \frac{M_G}{N_G}$$

2ème cas : cas d'un léger soulèvement : ($e_0 > L/4$)

$$B \geq \frac{2N}{3\sigma_{sol} \times \left(\frac{L}{2} + e_0 \right)}$$

N : l'effort normal transmis par l'ensemble des poteaux liés par la semelle.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

➤ Pour déterminer la charge verticale qui applique sur la fondation (base de structure) on va Sélectionner chaque fil (poteau +voile ou poteau) dans la base (elevation0).

Semelle	M max (KN)	Ncor(KN)	e ₀ (m)	σ _{sol} (MPa)	L (m)	L/4	e < L/4
SF1	757,649	2130,44	0,3556303	1.6	34 .52	8.63	CV
SF2	32790,641	1899,01	17,267229	1.6	34 .52	8.63	CNV
SF3	13914,129	7475,75	1,8612352	1.6	34 .52	8.63	CV
SF4	-6286,153	1412,5	-4,450374	1.6	34 .52	8.63	CV
SF5	12759,475	4483,94	2,8455945	1.6	34 .52	8.63	CV
SF6	-2893,946	2180,61	-1,327127	1.6	34 .52	8.63	CV
SF7	2394,11	3623,45	0,6607267	1.6	34 .52	8.63	CV
SF8	12537,895	4423,26	2,8345372	1.6	34 .52	8.63	CV
SF9	14040,098	7876,08	1,7826251	1.6	34 .52	8.63	CV
SF10	12920,245	7489,25	1,7251721	1.6	34 .52	8.63	CV
SF11	39194,267	4088,16	9,5872635	1.6	34 .52	8.63	CNV

Tableau 6.1 : Vérification de Condition non soulèvement sens X-X

Semelle	M max (KN)	Ncor (KN)	e ₀ (m)	σ _{sol} (MPa)	L (m)	L/4	e < L/4
SFA	827,728	2206,02	0,3752133	1.6	28.79	7.1975	CV
SFB	382,376	1272,16	0,3005723	1.6	28.79	7.1975	CV
SFC	-13946,74	7827,72	-1,781711	1.6	28.79	7.1975	CV
SFD	-59618,85	6397,05	-9,319741	1.6	28.79	7.1975	CNV
SFE	-64622,42	10441,24	-6,189152	1.6	28.79	7.1975	CV
SFF	-38865,5	6516,43	-5,964231	1.6	28.79	7.1975	CV
SFG	-12105,35	6985,95	-1,732814	1.6	28.79	7.1975	CV
SFH	-1480,295	1287,86	-1,149422	1.6	28.79	7.1975	CV

Tableau 6.2 : : Vérification de Condition non soulèvement sens Y-Y

Remarque :

La solution des semelles filantes à écarter car la condition de la stabilité au renversement préconisée par le RPA (article 10.1.5) n'est pas vérifiée et la distance entre les deux semelles est petite, donc on optera pour un radier.

➤ **Radier :**

Le radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

6.4. PRE DIMENSIONNEMENT DU RADIER :

6.4.1. Détermination de la hauteur :

a) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad L_{\max} : \text{distance maximale entre deux poteaux.}$$

$$L_{\max} = 6.3 \text{ m} \quad \text{D'où : } 78.75 \text{ cm} \leq h_r \leq 126 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend : } h=100\text{cm}$$

b) Condition de non cisaillement :

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** on doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$ Pour la Pour la fissuration préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 \times 25 / 1.5 ; 4 \text{ MPa}) = \min (2.5 ; 5) = 2.5 \text{ MPa}$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

$$\text{Alors : } V_u = \frac{N_{\max}}{2} = \frac{1652,17}{2} = 826.085 \text{ KN}$$

b : la largeur de poteau.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9 h = 0.45 \text{ m} \quad ; \quad b = 0.4 \text{ m.}$$

$$h \geq \frac{V_u}{b \cdot \bar{\tau}_u} = \frac{826.085 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.9 \times 2.5} = 0.91 \text{ m} \quad \text{On prend : } h=1 \text{ m}$$

c) Condition de rigidité : (Condition de longueur élastique)

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

L: le plus grand coté du panneau le plus grand

h : épaisseur de radier

l_e : Longueur d'élasticité.

E : Module de déformation longitudinale instantané E= 11000³√f_{c28} =32164.19Mpa

I : Inertie de la section du radier, I=bh³/12

K : Coefficient de raideur de sol, K=40000KN /m² (pour un sol moyen).

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow [(48 \cdot 40000 \cdot (6.3^4)) / (32164.195 \cdot \pi^4)]^{3/2} = 0.9 \text{ m}$$

$$\frac{2}{\pi} \times l_{\max} = \frac{2}{\pi} \times 6.3 = 4.01 \text{ m}$$

On a: $\sqrt[4]{\frac{4E \cdot I}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \times l_{\max} \dots\dots\dots \text{CV}$

d) Condition de non poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, La vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Epaisseur totale du radier

On a: $N_u = 1652,17 \text{ KN}$

$$U_c = 2 \cdot (a' + b')$$

$$U_c = 2(L + b' + 2 \text{ hr}) \quad \text{avec: } b = 0.4 \text{ m} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$N_u \leq 0.045 \times 2(L + b + \text{hr}) \times \text{hr} \times f_{c28} / \gamma_b \quad \text{hr} = 1 \text{ m}$$

$$N_u = 1652,17 \text{ KN} \leq 0.045 \times 2(5.6) \times 1 \times 25 / 1.5 = 4200 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Conclusion :

On prend : $h = \text{Max} (h_{CF}, h_{CNC}, h_{CNP}) = (1, 0.91, 1) = 1 \text{ m}$.

Vu que la hauteur est très importante donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

6.4.2. Condition de coffrage :

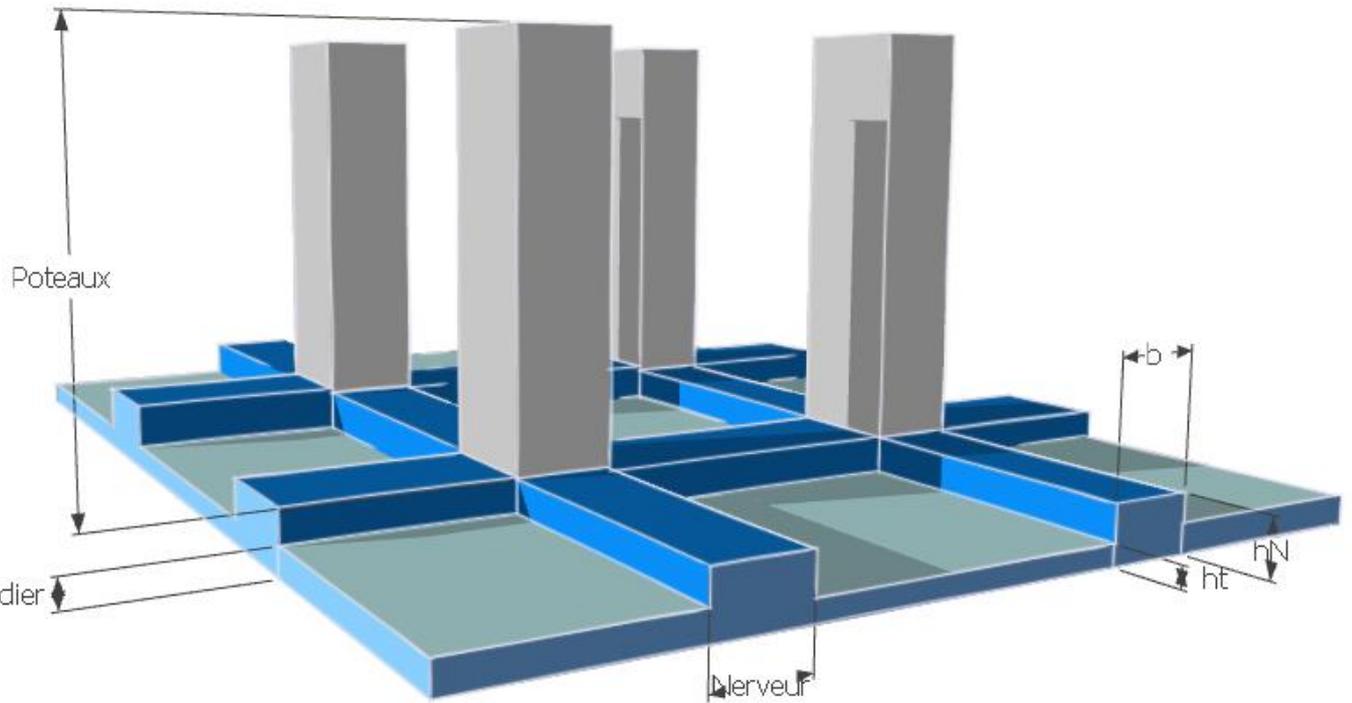


Figure 6.2 : schéma e de dimension de nervure et radier 3D.

a) Dimensionnements des nervures :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{630}{10} = 63\text{cm}$$

Soit : $h_n = 100 \text{ cm}$

$$b_n \geq \frac{h_n}{20} = \frac{100}{20} = 50\text{cm}$$

Soit : $b_n = 55 \text{ cm}$

b) Pour la dalle :

$$h_d \geq \frac{h_t}{2} = \frac{100}{2} = 50\text{cm}$$

Soit : $h_t = 50 \text{ cm}$.

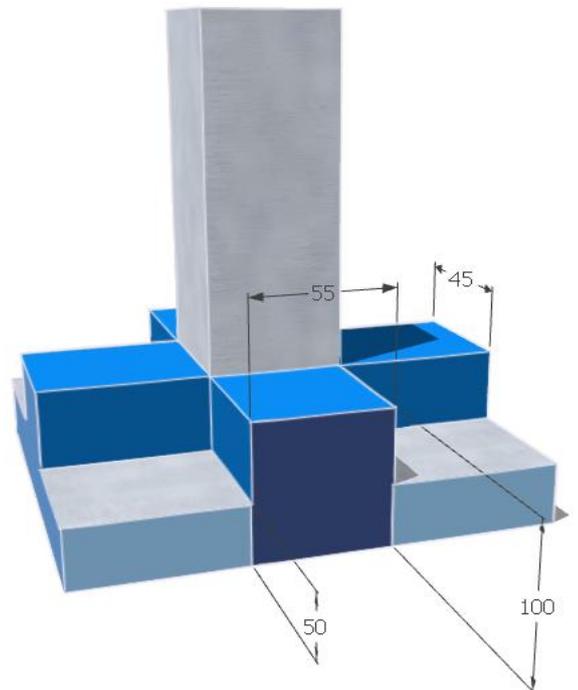


Figure 6.3 : schéma dimension de nervure et La dalle 3D.

c) Détermination du débord :

$$d(\text{débord}) \geq \max(h / 2 ; 30\text{cm})$$

$$d(\text{débord}) \geq \max(100 / 2 ; 30\text{cm})$$

$$d(\text{débord}) = 50 \text{ cm.}$$

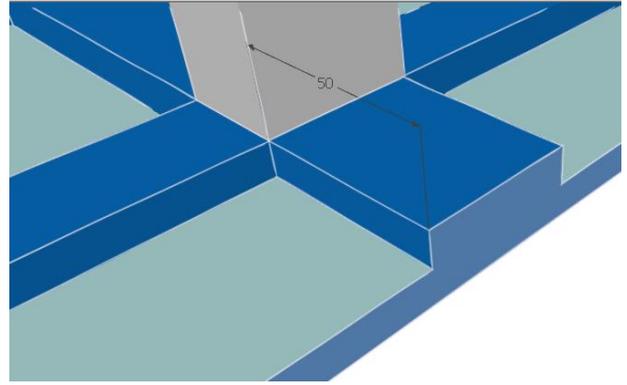


Figure 6.4 : schéma dimension de Débord 3D.

6.5. DETERMINATION DE LA SURFACE DE RADIER :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}}$$

$$S_{\text{radier}} = 35.52 * 29.79 = 1058.141 \text{ m}^2$$

6.6. DETERMINATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES :

a. Superstructure :

- Combinaisons : G, Q.

Résultat : G1 : charges permanentes de la superstructure = 27265,01KN.

Q1 : surcharge de la superstructure = 3553,37 KN.

b. Calcul des sollicitations à la base du radier :

1. Charge permanente :

$$\text{Poids de radies : } G_{\text{radie}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b + \sum li * 25 * B_{\text{NERV}}$$

$$G_{\text{radier}} = 1058.141 \times 0.5 \times 25 + (29.79 * 11 + 35.52 * 8 - (9 * 0.45)) * 25 * (0.45 * 0.5)$$

$$G_{\text{radier}} = 16645.225 \text{ KN}$$

➤ Remblayage :

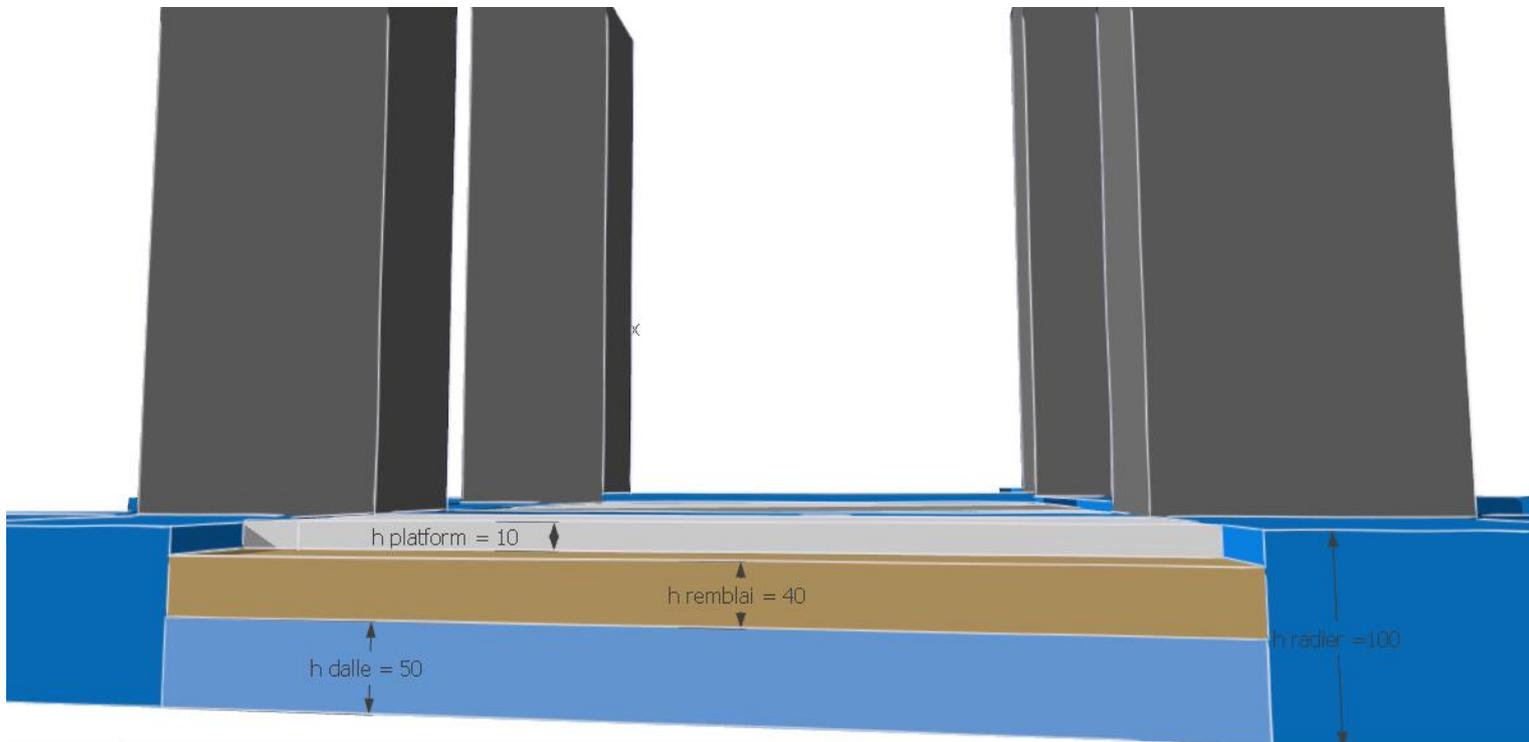


Figure 6.5 : la coupe Verticale de radier avec le remblayage et la plateforme.

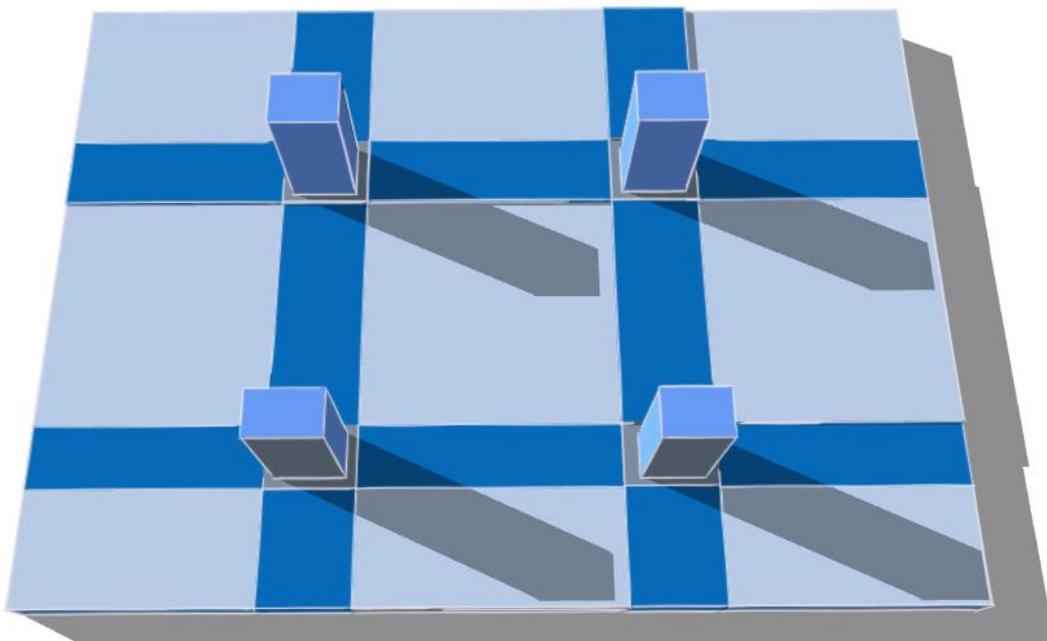


Figure 6.6 : la coupe horizontale de radier avec le remblayage et la plateforme

$$G_{\text{remb}} = S_{\text{remb}} \times h_{\text{remb}} \times \gamma_{\text{sol}}$$

$$G_{\text{remb}} = 720.92 \times 0.4 \times 18 = 5190.6 \text{ KN.}$$

➤ **Platform :**

$$G_{\text{PF}} = S_{\text{PF}} \times h_{\text{PF}} \times \rho_b$$

$$G_{\text{PF}} = 720.92 \times 0.1 \times 25 = 1802.3 \text{ KN.}$$

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} + G_{\text{remb}} + G_{\text{PF}}$$

$$G_{\text{tot}} = 27265.01 + 16645.225 + 5190. + 1802.3$$

$$G_{\text{tot}} = 50903.16 \text{ KN.}$$

2. Charge d'exploitation :

$$Q_{\text{RAD}} = 2.5 \times S_{\text{ldb}}$$

$$Q_{\text{RAD}} = 2.5 \times 993,83 = 2484.575 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 3553,37 + 2484.575 = 6037.94 \text{ KN.}$$

3. Détermination des efforts :

Combinaison d'action :

$$\text{ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 50903.16 + 1.5 \times 6037.94 = 77776.176 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 50903.16 + 6037.94 = 56941.1 \text{ KN.}$$

6.7. LA SURFACE MINIMALE DU RADIER :

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

- **ELU :** $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{77776.176}{1.33 \times 160} = 365.5 \text{ m}^2$
- **ELS:** $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{56941.1}{160} = 355.9 \text{ m}^2$

$$\text{D'où : } S_{\text{radier}} \geq \max(S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}}) = 365.5 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 993,83 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 365.5 \text{ m}^2$$

6.8. VERIFICATIONS :

a) Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes sous le radier devront toujours être inférieures ou égales à la contrainte admissible du sol. Etant donné que la résultante des charges verticales est centrée sur le radier, le diagramme de réaction du sol est uniforme. ($\sigma = N/S$)

Vis-à-vis des charges horizontales le diagramme devient trapézoïdal ou triangulaire.

$$\sigma_{\min} = N/S - (M/I) v.$$

$$\sigma_{\max} = N/S + (M/I) v.$$

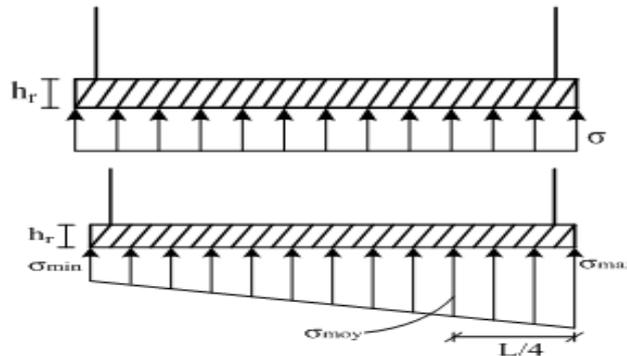


Figure 6.7 : Diagramme des contraintes

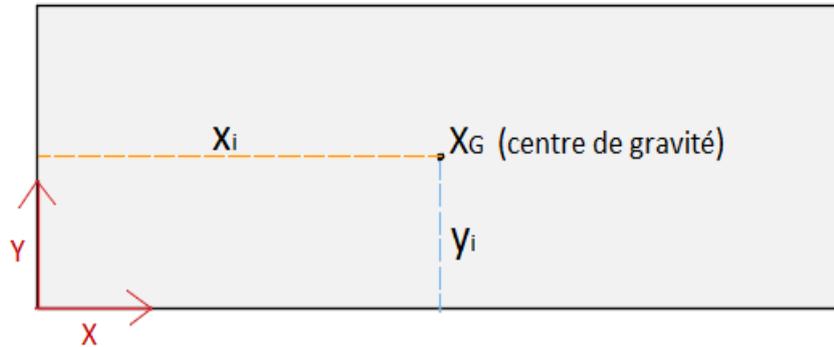
Les vérifications seront faites avec une contrainte moyenne prise conventionnellement égale à $\sigma (L/4)$.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{adm}}$$

On doit vérifier que : ELU : $\sigma_m \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$

 ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{\text{sol}}$

➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**



X_i, Y_i : La distance entre centre de masse et point initiale (repère 0,0)

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 17.96 \text{ m.}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 15.14 \text{ m.}$$

Les coordonnées du centre de masse de la structure sont :

$$(X_s, Y_s) = (18.33 ; 15.25) \text{ m}$$

➤ **Calcul moment d'inertie du radier :**

On a : $I = \sum I_0 + \sum (A_i \cdot d_i^2)$

Sens X-X :

$$I_x = \sum I_0^x + \sum (A_i \cdot d_i^2)$$

$$\sum I_0^x = \sum \left(\frac{b \cdot h^3}{12} \right)$$

Avec :

d_i : Distance entre centre de masse et centre de gravité.

$$\begin{cases} \mathbf{X-X:} & d_i = Y_G - \frac{l_y}{2} & (d_i // h) \\ \mathbf{Y-Y:} & d_i = X_G - \frac{l_x}{2} & (d_i // b) \end{cases}$$

L : longueur d'un élément.

$$I_x = 78174.62 \text{ m}^4$$

Sens Y-Y :

$$I_y = \sum I_0^y + \sum (A_i \cdot d_i^2)$$

$$\sum I_0^y = \sum \left(\frac{h \cdot b^3}{12} \right)$$

$$I_y = 111214.73\text{m}^4$$

➤ **Calcul L'excentricité :**

$$e_x = | X_S - X_G | = (18.33 - 17.96) = 0.37 \text{ m}$$

$$e_y = | Y_S - Y_G | = | (15.25 - 15.14) | = 0.11 \text{ m}$$

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	56941,10	56941,10	77776,17	77776,17
M (KN. m)	21068,21	6263,52	28777,18	8555,44
V (m)	17,96	15,14	17,96	15,14
S radier (m ²)	1058,14	1058,14	1058,14	1058,14
I (m ⁴)	78174,62	111214,73	78174,62	111214,73
σ_{\max} (KN/m ²)	54,82	57,89	74,88	79,07
σ_{\min} (KN/m ²)	52,80	49,73	72,12	67,92
σ_{moy} (KN/m ²)	54,31	55,85	74,19	76,29
σ_{adm} (MPa)	160	160	212.8	212.8
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 6.3 : Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

b) Vérification de la stabilité :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par un effort normal (N) dû aux charges verticales et à un moment de renversement (M) dû sollicitations horizontales.

$$M = M_0 + V_0 \times h$$

Avec :

M_0 : moment à la base de l'ouvrage.

- Sens Longitudinal (E_x) : $V_x = 5458.68$ KN, $M_y = 85991.81$ KN.m
- Sens Transversal (E_y) : $V_y = 5845.81$ KN . $M_x = 96066.752$ K N.m

V_0 : effort tranchant à la base (V_x, V_y).

h : profondeur de l'infrastructure ($h=100$ cm).

- Pour : (0,8G±E)
 $N = 0.8 N_G^{\text{tot}} = 0.8 * 50903.16 = 40722,528$ kN
 $M_G = 40722,528$ KN. m

- Pour : (G + Q + E)
 $N = G + Q = 50903.16 + 6037.94 = 56941,1$ KN
 $M = 56941,10$ KN .m

A cet effet, le radier doit être vérifié :

Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0,8G ±E.

	G+Q+E		0,8G+E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	56941,10	56941,10	40722,53	40722,53
M (KN.m)	101912,56	91450,49	101912,56	91450,49
V (m)	17,96	15,14	17,96	15,14
S radier (m ²)	1058,14	1058,14	1058,14	1058,14
I (m ⁴)	78174,62	111214,73	78174,62	111214,73
\square_{\max} (KN/m ²)	68,58	73,54	53,25	58,22
\square_{\min} (KN/m ²)	39,04	34,07	23,71	18,74
σ_{moy} (KN/m ²)	61,19	63,68	45,86	48,35
σ_{adm} (MPA)	160	160	212.8	212.8
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 6.4 : Vérification de soulèvement.

c)Vérification de la stabilité au renversement :

D'après le **RPA2003 (art 10.1.5)** le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4}$

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente.

$N = 0,8 Gt = 40722,528 \text{ KN}$.

Sens X-X : $e = \frac{101912,56}{40722,53} = 2.50 < \frac{l_x}{4} = 8.88 \dots \dots \dots$ (Vérifiée)

Sens Y-Y : $e = \frac{91450,49}{40722,53} = 2.24 < \frac{l_y}{4} = 7.45 \dots \dots$ (Vérifiée)

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

6.9. FERRAILLAGE DE RADIER :

- Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91.

➤ 6.9.1. Ferrailage de la dalle :

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre cotés.

Deux cas se présentent à nous :

- $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans un seul sens.
- $0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Le radier est composé des panneaux de dalles de différentes dimensions, encastrés sur leurs 4 côtés. Afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, nous adopterons la même section d'armature en considérant le panneau le plus sollicité.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6,3-0,45}{5,9-0,55} = 0,914 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

- **Etat limite ultime :**

$$q_u = \delta_{\text{moy}} - \frac{1,35(g_{\text{radier}} + g_{\text{remb}} + g_{\text{PF}})}{S_{\text{radier}}}$$

$$q_u = 76,29 - \frac{1,35(16645,225 + 5190,6 + 1802,3)}{1058,14} \quad q_u = 46,13 \text{ KN}$$

- **Etat limite de service :**

$$q_s = \delta_{\text{moy}} - \frac{(g_{\text{radier}} + g_{\text{remb}} + g_{\text{PF}})}{S_{\text{radier}}}$$

$$q_s = 55,85 - \frac{(16645,225 + 5190,6 + 1802,3)}{1058,141} \quad q_s = 33,51 \text{ kN}$$

- **Calcul a l'état limite ultime:**

Les abaques de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} = 0.04 \quad \mu_x = \frac{1}{8(1+2.4 \times 0.914^3)} = 0.044$$

$$\mu_y = \alpha^3(1.9-0.9\alpha) = 0.98 \quad \mu_y = 0.914^3(1.9-0.9 \times 0.914) = 0.82$$

- **Moments isostatiques :**

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.044 \times 46.13 \times 5.9^2 = 70.65 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.82 \times 70.65 = 57.93 \text{ KN.m.}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

Pour les panneaux de rive :

Pour les panneaux intermédiaires :

- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0,3 M_0$
- Moment en travée : $M_t = 0,75 M_0$
- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

➤ **ELU :**

- Pour $l_x = 5.9\text{m}$ (INTER) :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0.5 * 70.65 = 35.32 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_{0x} = 0.75 * 70.65 = 52,98 \text{ KN.m}$$

- Pour $l_y = 6.3\text{m}$ (rive) :

$$M_a = 0,3 M_{0y} = 17,38 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{0y} = 49,24 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

$$M_{ELS} = M_{ELU} \times \frac{q_{ELS}}{q_{ELU}} = M_{ELU} \times 0.76$$

- Sens X-X :

$$M_a = 35.32 \times 0.73 = 25.78 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 52.98 \times 0.73 = 38.67 \text{ KN.m}$$

- Sens Y-Y :

$$M_a = 17.38 \times 0.73 = 12.68 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 49.24 \times 0.73 = 35.94 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des armatures :**

A l'ELU :

Panneau	Sens XX		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u (MN .m)	35.32	52,98	17,38	49 ,24
A_s (cm ²)	1,72	2,59	0,84	2,4
$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	4.347	4.347	4.347	4.347
Choix de Φ	5T14	5T14	5T14	5T14
A_s adopté (cm ²)	7.7	7.7	7.7	7.7
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau 6.5 : Le ferrailage à L'ELU.

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e$
 $A_{min} = 0.23 \times 100 \times (50-5) \times 2.1 / 500 = 4.347 \text{ cm}^2$

Pourcentage minimal : $A_{s \text{ min}} = \text{Max} (A_{x \text{ min}}, A_{y \text{ min}}, A_{min})$
 Suivant le petit coté : $A_{x \text{ min}} \geq 8h = 8 \times 0.5 = 4 \text{ cm}^2 / \text{m}$
 Suivant le grand coté : $A_{y \text{ min}} \geq 8h [(3- \alpha)/2] = 4.18 \text{ cm}^2 / \text{m} \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$

➤ **Vérification :**

a) Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens x-x :

$$S_t \leq \min \{3 h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Sens y-y :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Vérification des contraintes à L'ELS :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens x-x :

Zone	M _{ser} [KN.m]	A _{adop} (cm ²)	σ _{bc} [MPa]	σ _s [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]	σ̄ _s [MPa]	condition
Appuis	25.78	7.7	1,12	-75	15	250	Vérifiée
Travée	38.67	7.7	1,68	-112,4	15	250	vérifiée

Tableau 6.6 : vérification des contraintes à l'ELS Sens X-X :

Zone	M _{ser} [KN.m]	A _{adop} (cm ²)	σ̄ _{bc} [MPa]	σ _s [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]	σ̄ _s [MPa]	condition
Appuis	12.68	7.7	0,55	-36,9	15	250	Vérifiée
Travée	35.94	7.7	1,56	-104,5	15	250	vérifiée

Tableau 6.7 : vérification des contraintes à l'ELS Sens Y-Y :

Schéma de ferrailages :

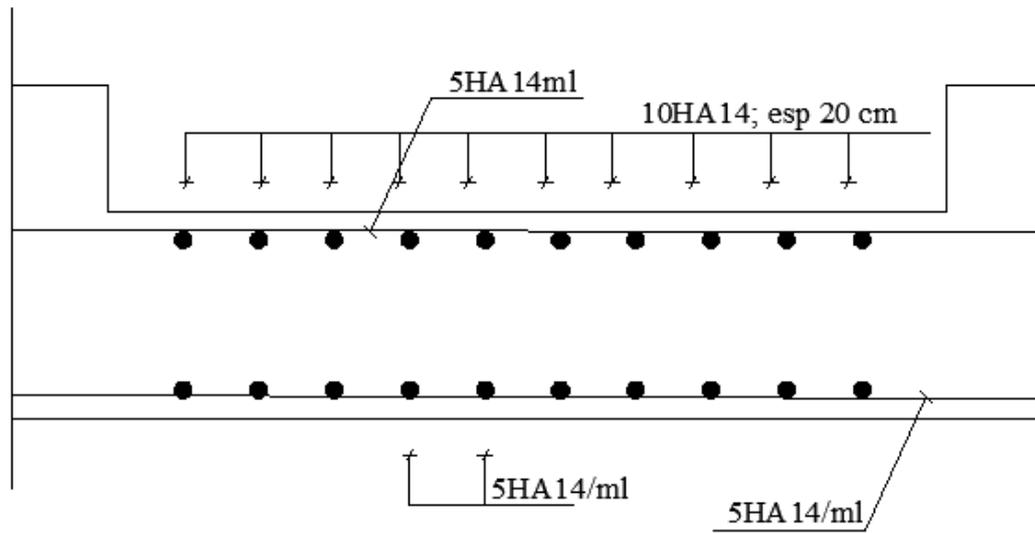


Figure 6.8 : schéma de ferrailage de dalle

6.9.3. Ferrailage de la nervure :

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :

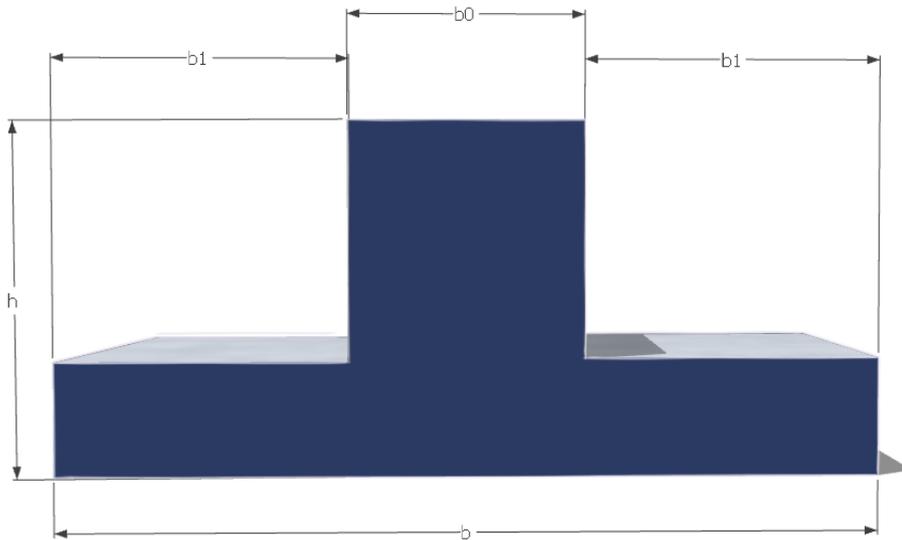


Figure 6.9 : schéma dimension de nervure 3D.

b: largeur de la dalle de compression $\Rightarrow b = 2b_1 + b_0$

$$b_1 \leq \min (L/10 ; L_0/2) = \left(\frac{6.3}{10}, \frac{5.9}{2} \right) = \min (0.63, 2.95) = 0.63 \text{ m}$$

On prend : $b_1 = 60\text{cm}$

Donc : $b = 50 + 2 \times 60 = 170\text{cm}$.

Le calcul sera effectué pour les nervures les plus défavorables

A L'ELU :

Sens X-X on utilise socotec  ($b=1 \text{ m}, h=0.5\text{m}$)

Appui	M [KN .m]	A cal (cm ²)	choix	Aadop (cm ²)
Axe B	-124,341	6,15	4T16	8.04
Axe C	-145,495	7,22	4T16	8.04
Axe D	-229,872	11,58	4T16+2T16	12.06
Axe E	-219,632	11,04	4T16+2T16	12.06
Axe F	-186,226	9,3	4T16+1T16	10.05
Axe G	-70,65	3,46	4T16	8.04

Tableau 6.8 : ferrailage des nervures longitudinales en Appui.

on utilise socotec  (b=1.7 m, h=1m ,h₀=0.5m ,b₀=0.5m)

Travée	M [KN.m]	Acal (cm ²)	choix	Aadop (cm ²)
Axe B	219,627	5,21	4T16	8.04
Axe C	256,686	6,09	4T16	8.04
Axe D	272,658	6,47	4T16+1T16	10.05
Axe E	302,471	7,18	4T16+1T16	10.05
Axe F	295,094	7,01	4T16+1T16	10.05
Axe G	124,275	2,94	4T16	8.04

Tableau 6.9 : ferrailage des nervures longitudinales en Travée.

Sens Y-Y :

on utilise socotec  (b=1 m ,h=0.5m)

Appui	M [KN.m]	Acal (cm ²)	choix	Aadop (cm ²)
Axe2	-164,587	8,19	4T16+1T16	10.05
Axe3	-167,862	8,36	4T16+1T16	10.05
Axe4	-202,407	10,14	4T16+2T16	12.06
Axe5	-133,01	6,58	4T16	8.04
Axe6	-128,687	6,37	4T16	8.04
Axe7	-130,189	6,44	4T16	8.04
Axe8	-141,611	7,02	4T16	8.04
Axe9	-232,06	11,69	4T16+2T16	12.06
Axe10	-194,178	9,72	4T16+1T16	10.05

Tableau 6.10 : ferrailage des nervures transversales en appui.

on utilise socotec  (b=1.7 m, h=1m ,h₀=0.5m ,b₀=0.5m)

Travée	M [KN .m]	A _{cal} (cm ²)	choix	A _{adop} (cm ²)
Axe2	203,43	10,2	4T16+2T16	12.06
Axe3	131,462	3,11	4T16	8.04
Axe4	145,344	3,44	4T16	8.04
Axe5	128,013	3,03	4T16	8.04
Axe6	124,879	2,95	4T16	8.04
Axe7	122,642	2,9	4T16	8.04
Axe8	122,514	2,9	4T16	8.04
Axe9	141,431	3,35	4T16	8.04
Axe10	116,66	2,76	4T16	8.04

Tableau 6.11 : ferrailage des nervures transversales en travée

➤ **Vérification :**

a) Vérification de l'effort tranchant :

Pour trouver l'effort tranchant de nervure, on va suivre ces étapes :

1. sélectionner les nervures longitudinales.
2. F5 → Display → show tables → Frame output → table : beam forces.
3. même méthode pour les nervures transversales.

➤ **Sens longitudinal :**

$$V_u = 225.61 \text{ KN} \quad \tau_U = \frac{V_u}{d \times b} = 0.5 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = \min (0,2 \times 25 / 1.5 ; 5) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_U = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots CV$$

➤ **Sens transversal :**

$$V_u = 190.28 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{d \cdot b} = 0.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots CV$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_{Lmin} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{100}{35}, \frac{50}{10}, 1.6 \text{ cm} \right) = 16 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

➤ **Espacement :**

➤ D'après l'**RPA** les armatures transversal ne doivent pas dépasser un espacement S_t

de : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t \right) = \min(25, 120) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ en zone nodale.

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 100/2 = 50 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 en zone courante.

D'après le **BAEL**, l'espacement entre les armatures transversales ne doit pas dépasser la valeur suivante :

24 cm

$$S_s \leq \min (15\Phi_{Lmin}, 40 \text{ cm}, a + 10 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

On adopte dans les deux sens un espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{en zone corante}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale}$$

➤ **La section d'armature transversale :**

Il ya une reprise donc $K=0$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{b_0 \times (\tau_U - 0.3k f_{t28})}{0.9f_{ed} / \gamma_s} = \frac{50 \times 0.42}{0.9 \times 500 / 1.15}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0.054 \text{ cm} \dots \dots CV$$

Pourcentage minimal : La section minimale A_t doit vérifier :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_e}$$

Travée	Aadop (cm ²)	M _s (KN.m)	σ_{bc}	σ_s	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	condition
Axe B	8.04	159,546	1,71	-211	15	250	CV
Axe C	8.04	186,468	2	-246,5	15	250	CV
Axe D	10.05	198,07	2,12	-210,2	15	250	CV
Axe E	10.05	219,728	2,36	-233,2	15	250	CV
Axe F	10.05	214,369	2,3	-227,5	15	250	CV
Axe G	8.04	90,279	0,97	-119,4	15	250	CV

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0.4 \times 50}{500} = 0.04 \text{cm}^2$$

➤ **Choix des cadres** : Pour les cadres transversaux en prendra **6T10**.

b) Vérification des contraintes à l'ELS :

Sens X-X

Appui	Aadop (cm ²)	M _s (kN.m)	σ_{bc}	σ_s	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	condition
Axe B	8.04	-90,327	3,83	41,2	15	250	CV
Axe C	8.04	-105,693	4,49	48,2	15	250	CV
Axe D	12.06	-166,989	5,78	76,2	15	250	CV
Axe E	12.06	-159,55	5,52	72,8	15	250	CV
Axe F	10.05	-135,282	5,14	57	15	250	CV
Axe G	8.04	-51,323	2,18	23,4	15	250	CV

Tableau 6.12 : Vérification des contraintes à l'ELS en appui sens X-X

Sens Y-Y :

Appui	Aadop (cm ²)	M _s (KN.m)	σ_{bc}	σ_s	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	condition
Axe2	10.05	-119,563	4,54	50,4	15	250	CV
Axe3	10.05	-121,942	4,63	51,4	15	250	CV
Axe4	12.06	-147,037	5,09	57,8	15	250	CV
Axe5	8.04	-96,624	4,1	44,1	15	250	CV
Axe6	8.04	-93,484	3,97	42,7	15	250	CV
Axe7	8.04	-130,189	5,52	59,4	15	250	CV
Axe8	8.04	-102,872	4,37	46,9	15	250	CV
Axe9	12.06	-168,578	5,84	66,3	15	250	CV
Axe10	10.05	-141,059	5,35	59,5	15	250	CV

Tableau 6.14 : Vérification des contraintes à l'ELS en appui sens Y-Y

Travée	Aadop (cm ²)	M _s (KN.m)	σ_{bc}	σ_s	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	condition
Axe2	12.06	147,78	1,3	-131,1	15	250	CV
Axe3	8.04	95,499	1,02	-126,3	15	250	CV
Axe4	8.04	105,584	1,13	-139,6	15	250	CV
Axe5	8.04	92,994	1	-123	15	250	CV
Axe6	8.04	90,718	0,97	-119,9	15	250	CV
Axe7	8.04	122,642	1,32	-162,2	15	250	CV
Axe8	8.04	88,999	0,95	-117,7	15	250	CV
Axe9	8.04	102,742	1,1	-135,8	15	250	CV
Axe10	8.04	84,747	0,91	-112,1	15	250	CV

Tableau 6.15 : Vérification des contraintes à l'ELS en travée sens Y-Y

➤ **Schéma de ferrailages :**

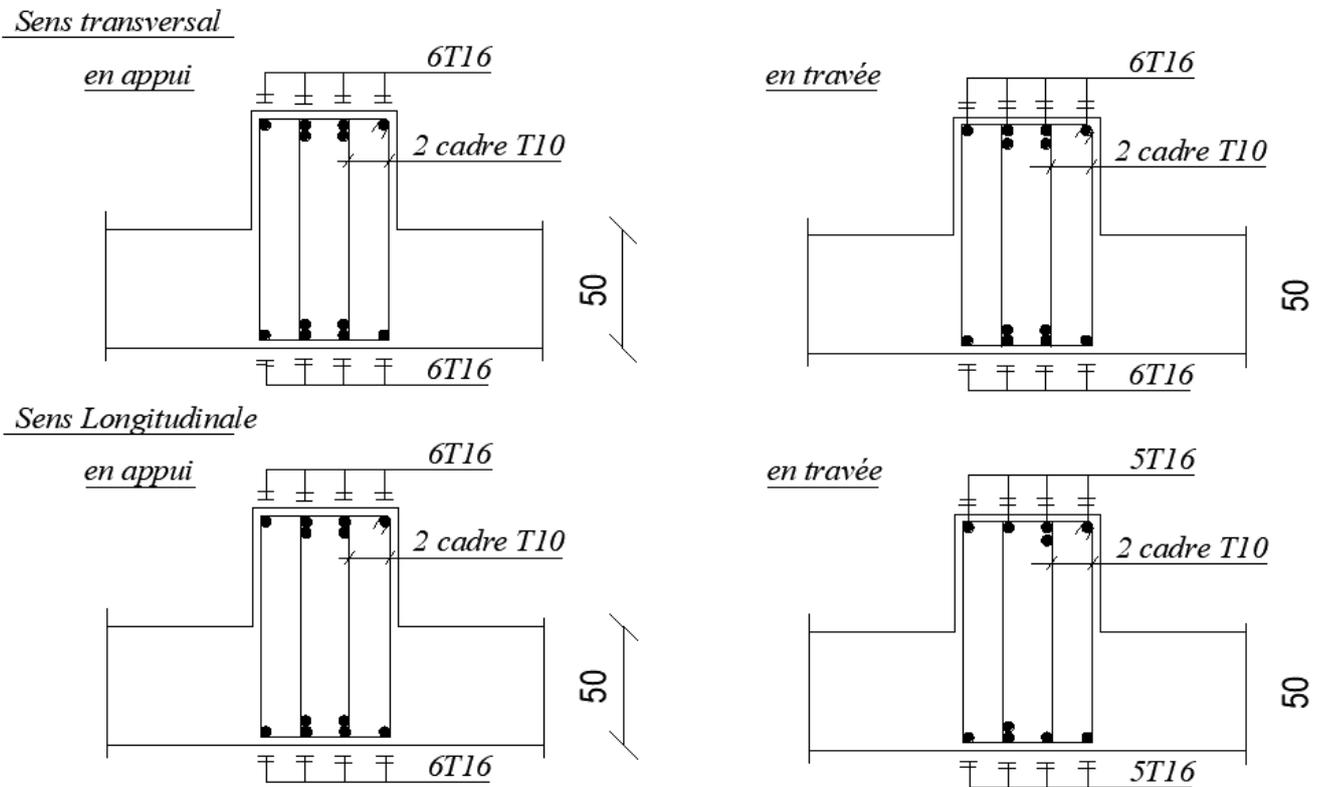


Figure 6.10 : schéma De ferrailage de nervure

6.9.5. Ferrailage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $l=50\text{cm}$; le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur 1m.

$$b=1\text{m} \quad h=50\text{cm} \quad L=0.5\text{m} \quad q_u=47.767 \text{ KN} \quad q_s=37.7\text{KN}$$

-Calcul à L'ELU :

$$M_u = \frac{47.767 \times 0.5^2}{2} = 5.97\text{KN.m}$$

Remarque :

Nous remarquons que le moment calculé M_u est très petit par rapport à celle calculé au panneau du radier M_r ce qui nous donne des armateurs faibles que celle obtenues aux appuis de rive, nous convenons ainsi de ferrailer le débord par prolongement des armatures destinées aux appuis de rive du radier.

6.10. ETUDE DE VOILE PERIPHERIQUE :**6.10.1. Introduction :**

Comme notre ouvrage est situé en zone **III** et conformément à l'article **10.1.2** du **RPA2003**, il doit comporter donc un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 3,06 m, il assure à la fois un bon encastrement et bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite les tassements différentielle à une valeur acceptable.

6.10.2. Préconisation du RPA 99 : (Art-10-1-2)

D'après l'article 10.1.2 du RPA2003, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15 cm.
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

6.10.3. Dimensionnement :

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

Épaisseur de 20 cm , Hauteur de 3,40 m , $Q_u=5$ kN

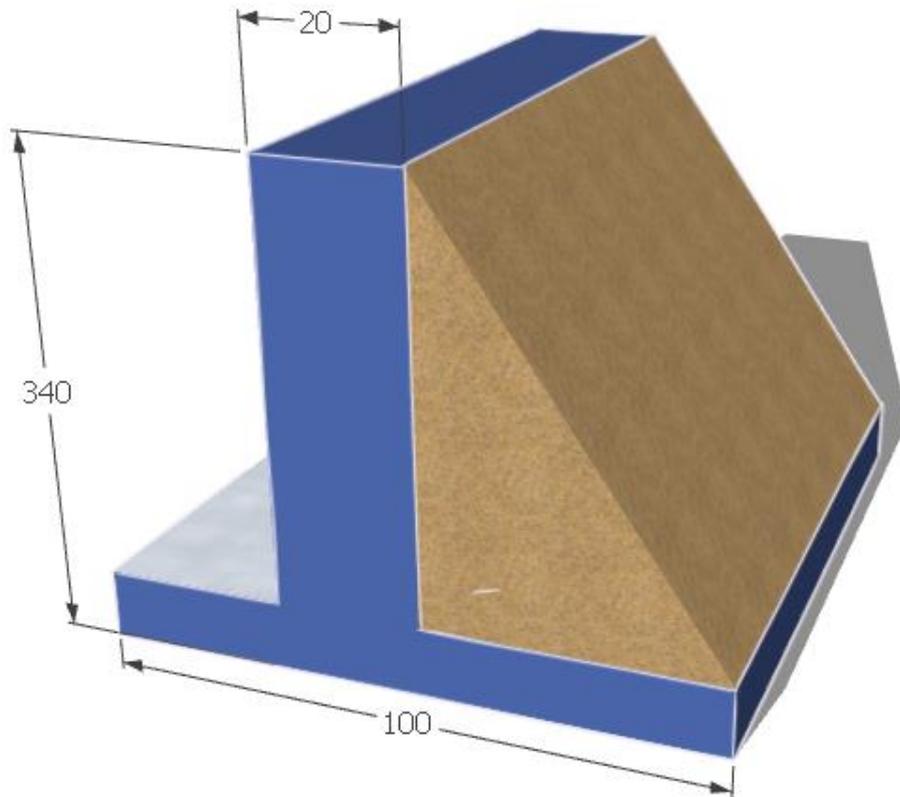


Figure 6.11 : schéma dimension de voile périphérique.3D.

6.10.4. Détermination des sollicitations :

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres. Le voile périphérique est conçu de telle façon à retenir la totalité des poussés des terres.

a) Données

- poids volumique : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.
- Surcharges éventuelle : $q = 5 \text{ KN/m}^2$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 23^\circ$.
- Cohérence : $C = 0$.
- Poussée due aux terres :

$$K_0 = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.44$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H$$

$$0 \leq z \leq 3.40 \text{ m} :$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H = 0.44 \times 18 \times 3.40 = 26.928 \text{ KN/m}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} Z=0 \text{ m} & \sigma_h = 0 \text{ KN/m}^2. \\ Z=3.40 \text{ m} & \sigma_h = 26.928 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

- Poussée due aux surcharges :

Une contrainte éventuelle d'exploitation $q = 5 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_q = K_0 \times q = 0.44 \times 5 = 2.2 \text{ KN/m}^2$$

6.10.5. Méthode de calcul :

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle appuyée sur quatre côtes.

❖ **Contrainte totale**

- **ELU :** $\sigma_u = 1.35\sigma_{h(0)} + 1.5\sigma_q = 3.3 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\min}$
 $\sigma_u = 1.35\sigma_{h(3.40)} + 1.5\sigma_q = 39.65 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\max}$
 $\sigma_{\text{moy}} = 30.57 \text{ kN/m}^2$

➤ **ELS :** $\sigma_{ser} = \sigma_{h(0)} + \sigma_q = 2.2 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{min}$
 $\sigma_{ser} = \sigma_{h(3.06)} + \sigma_q = 29.13 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{max}$
 $\sigma_{moy} = 22.4 \text{ kN/m}^2$

6.10.6. Ferrailage du voile :

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$l_x = 3.4 \text{ m} \quad l_y = 6.3 \text{ m}$$

$$\alpha = l_x / l_y = 0.54 \quad 0.4 \leq \alpha \leq 1 \text{ Le panneau porte sur les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times \sigma_{moy} \times l_x^2 \text{ Dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \text{ Dans le sens de la grande portée}$$

Les valeurs de μ_x , μ_y sont données par le BAEL.

$$\text{Ventilation des moments} \quad M_t = 0.75 \quad M_{ap} = 0.5 M_o$$

❖ Ferrailage minimal :

- Selon le **RPA2003 (Art. 10.1.2)**, le pourcentage minimal des armatures et de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{RPA} = 0,1.b.h / 100 = 0,1.20.100 / 100 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Selon le **BAEL 91**, le ferrailage minimal est de :

$$A_{min} = 0,0008.b.h = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ **Evaluation des moments :**

	$L_x(m)$	$L_y(m)$	α	μ_x	μ_y	$\sigma_{moy} (KN/m^2)$	$M_x(KN.m)$	$M_y(KN.m)$
ELU	3.4	6.3	0.54	0.09	0.22	30.57	32.16	7.07
ELS	3.4	6.3	0.54	0.09	0.22	22.4	23.56	5.18

Tableau 6.16 : Moment longitudinal et transversal

❖ **Calcul des armatures :**

à l'ELU :

	Sens XX (vertical)		Sens YY (horizontal)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
$M_u (kN.m)$	16.08	24.12	3.85	5.30
$A_s(cm^2/ml)$	0,38	0,57	0,09	0,13
$A_{smin}(cm^2/ml)$	2	2	2	2
Choix de Φ	5T12	5T12	5T12	5T12
A_s adopté (cm^2)	4.45	4.45	4.45	4.45

Tableau 6.17 : Ferrailage du voile à l'ELU.

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens x-x :

Zone	$M_{ser}[KN.m]$	$A_{adop}(cm^2)$	$\sigma_{bc} [MPa]$	$\sigma_s [MPa]$	$\bar{\sigma}_{bc} [MPa]$	$\bar{\sigma}_s [MPa]$	Remarque
Appuis	11.78	4.45	0,5	-28,8	15	250	Vérifiée
Travée	17.67	4.45	0,74	-43,3	15	250	vérifiée

Tableau 6.18 : vérification des contraintes ELS sens X-X.

Sens y-y :

Zone	M_{ser} [KN.m]	A_{adop} (cm ²)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Remarque
Appuis	2.59	4.54	0,11	-6,34	15	250	Vérifiée
Travée	3.88	4.54	0,16	-9,5	15	250	vérifiée

Tableau 6.19 : vérification des contraintes ELS sens Y-Y.

➤ Schéma de ferrailages :

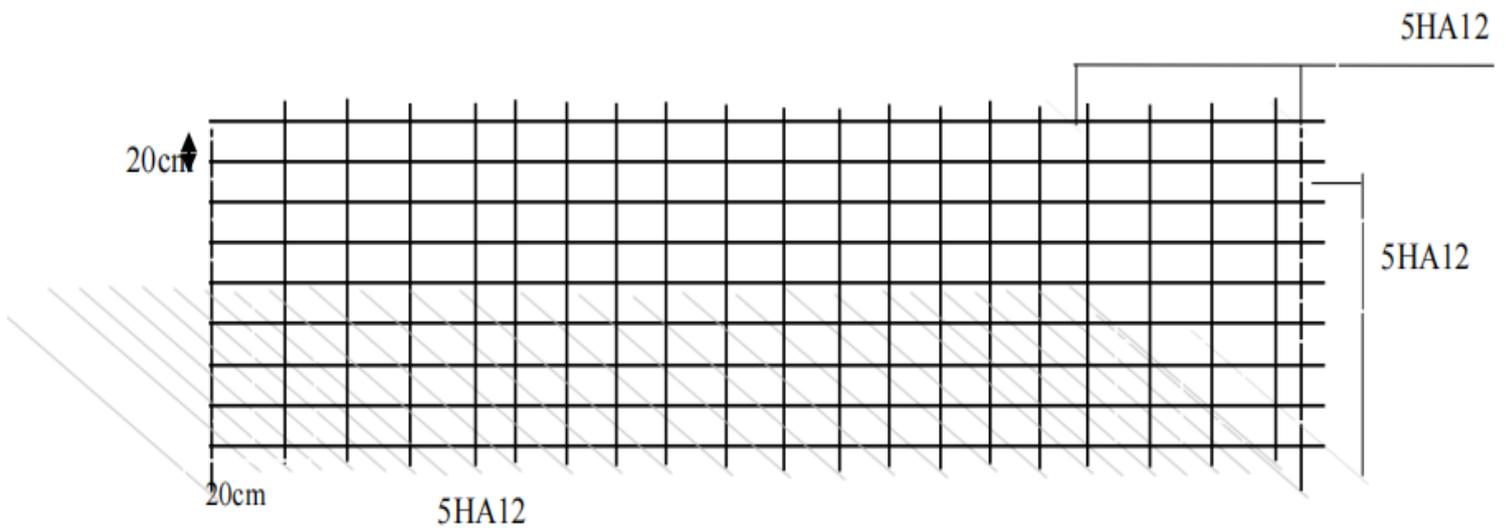


Figure 6.12 : schéma De ferrailage de voile périphérique

CHAPITRE 07

THÉORIE D'ANALYSE LIMITE

**APPLICATION DE LA
THÉORIE D'ANALYSE LIMITE
AUX STRUCTURES
PORTIQUES**

7.1. Introduction :

Une structure est supposée soumise à un système de sollicitations, quelle sollicitation maximum peut supporter cette structure ? Ce maximum est appelée charge limite ou charge de ruine. La charge étant donnée, on peut également parler de coefficient de sécurité : coefficient maximum par lequel on peut multiplier la charge supposée égale à l'unité, et que la structure peut supporter.

La charge de rupture d'une structure sous chargement proportionnel peut être déterminée par la méthode incrémentale. Cette méthode permet de suivre l'évolution de la réponse élasto-plastique de la structure du début de l'application du chargement jusqu'à la rupture. Cependant elle est très coûteuse car elle exige un temps de calcul prohibitif. La méthode d'analyse limite présente alors une alternative, elle permet d'estimer ou d'encadrer la charge de ruine via l'application de ses deux approches statique et cinématique.

7.1.2. Analyse A La Rupture D'une Structure Portique Par La Méthode Incrémentale :

Soit le portique montré sur la figure 1, soumis à une charge verticale V et à une charge horizontale H . La magnitude relative est déterminée par V et H alors que la magnitude absolue est déterminée par le facteur de charge λ . On suppose que V et $H = 1$ et on augmente progressivement le facteur de charge jusqu'à la rupture. Les différentes étapes du comportement du portique au fur et à mesure que λ croît sont montées sur la figure 2 ci-dessous. Le portique est hyperstatique de degré 3 ($h = 3$), généralement le nombre de rotules plastiques n nécessaires pour la formation d'un mécanisme est égale à ($h + 1 = 4$).

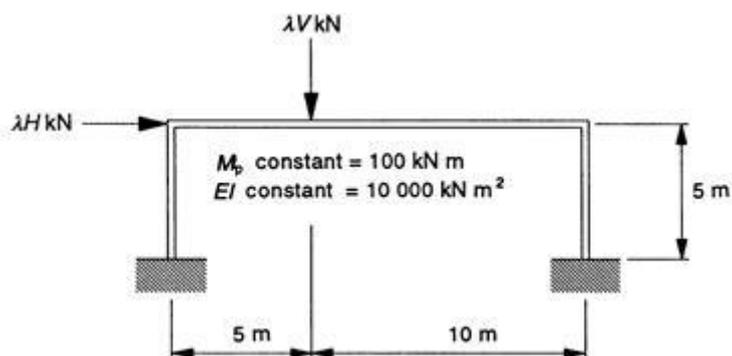


Figure 7.1 : Structure Portique Soumise A Un Chargement Proportionnel

A chaque formation d'une rotule plastique la structure perd un degré d'hyperstaticité. A la formation de la troisième rotule plastique le portique devient isostatique ($h = 3 - 3 = 0$) et à la quatrième rotule il devient hypostatique ($h = 3 - 4 = -1$), c'est-à-dire instable.

ETAPE 01 : Au départ le comportement du portique est élastique, le diagramme des moments fléchissant est obtenu via RDM (la méthode des forces par exemple). Pour une valeur de facteur de charge = 39 la section E, au niveau de l'encastrement, se plastifie ($M_E = M_P$) et on a formation d'une rotule plastique.

ETAPE 02 : Hormis la section plastifiée le comportement de la structure portique reste élastique. On augmente progressivement le facteur de charge . La superposition des moments élastique (obtenus par la RDM) entraîne que la deuxième rotule plastique se produira au point C où le moment est maximal (figure 3), ainsi

$$M_C = 82,7 + 2,47 = M_P = 100$$

Où λ représente le taux de variation de M_C associé à $M_C = M_P$, alors

$$\lambda' = (100-82,7)/2,47=7 \qquad \lambda = 39+7=46$$

ETAPE 03 : La structure portique possède maintenant deux rotules plastiques. L'analyse élastique prévoit que la troisième rotule plastique se produira au point D pour un facteur de charge $\lambda = 46.7$. Après la formation de la 3^{ème} rotule la structure devient isostatique et elle est stable.

Il est important de noter qu'à chaque étape (voire figures 2)

La condition d'équilibre est satisfaite, la distribution des moments fléchissant est toujours en équilibre avec le chargement appliqué.

La condition d'écoulement est satisfaite, en tout point de la structure portique la valeur du moment fléchissant $M \leq M_P$.

ETAPE 04 : Le processus du chargement se poursuit jusqu'à la formation de la quatrième rotule plastique au point A pour un facteur de charge =50. Dès la formation de la quatrième rotule plastique la structure deviendra un mécanisme. Le facteur de charge correspondant est appelé facteur de charge à la rupture et il est noté.

A la rupture, la distribution des moments satisfait toujours la condition d'équilibre et la condition d'écoulement, en plus la structure portique satisfait la condition de mécanisme. On précise que la condition de mécanisme est satisfaite, s'il y a formation d'un nombre suffisant de rotules plastiques pour que la structure devienne un mécanisme.

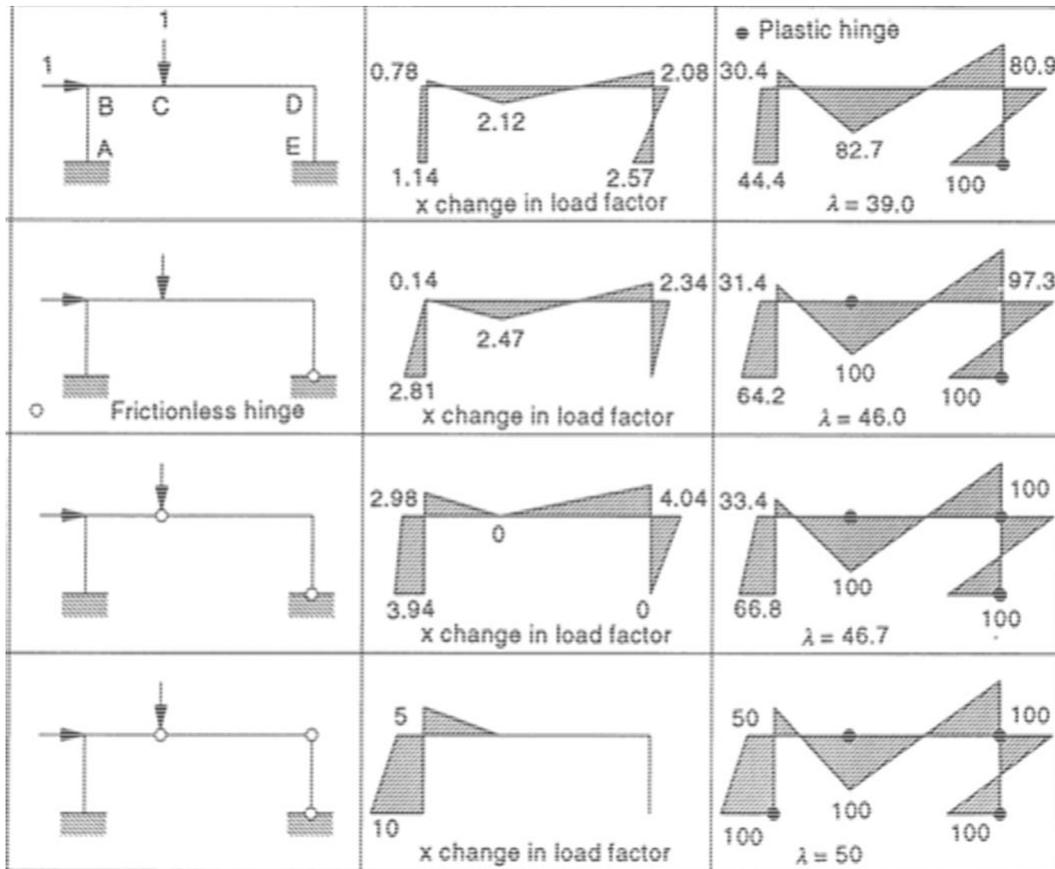


Figure 7.2 : Etapes du comportement de la structure du début du chargement jusqu'à la rupture

Les différentes étapes du comportement de la structure portique jusqu'à l'effondrement sont montrées sur la figure 3.

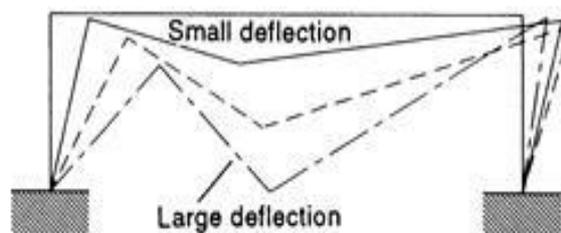


Figure 7.3 : Mécanisme de rupture

Si les trois conditions (d'équilibre, d'écoulement et de mécanisme) sont satisfaites à la fois alors le mécanisme de rupture (caractérisé par les positions bien définies des rotules plastiques) est le mécanisme de rupture réel (figure 2). Par conséquent (associé au mécanisme réel) est aussi le facteur de charge réel $= c$.

Tout changement de position des rotules plastiques conduit à un mécanisme de rupture fictif. Il en résulte que associé au mécanisme fictif sera différent de c associé au mécanisme réel ($\neq c$). Le mécanisme montré sur la figure (3a) a le même nombre de rotules plastiques que le mécanisme réel mais l'emplacement d'une rotule est différent. Le facteur de charge associé à ce mécanisme est une borne supérieure u ($u = 80 > c = 50$). Cela s'explique par le fait que l'une des 3 conditions n'est pas satisfaite (la condition d'écoulement $M = 300 > M_P = 100$).

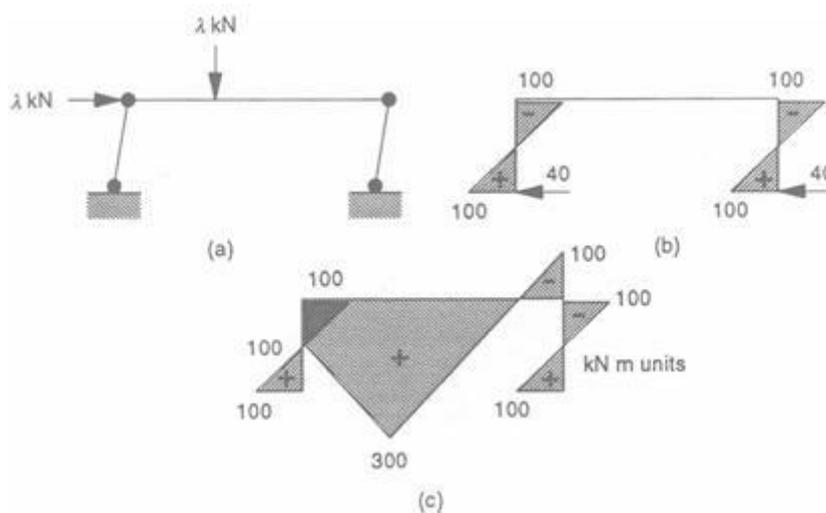


Figure 7.4 : Mécanisme de rupture fictif

7.1.3. Nombre De Rotules Plastiques A La Rupture :

Généralement le nombre de rotules plastique dans un mécanisme est égal au degré d'hyperstaticité + 1 . Cependant il y a deux exceptions à cette règle qui sont montrés sur les figures 4 et 5.

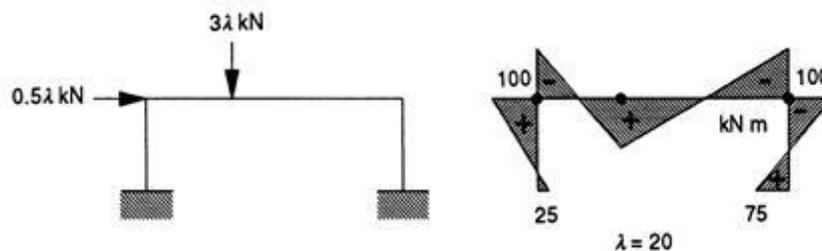


Figure 7.5 : Rupture de la structure portique par mécanisme

**APPLICATION DE LA
MÉTHODE D'ANALYSE
LIMITE À UNE STRUCTURE
PORTIQUE À DEUX ÉTAGES**

7.2. Calcul de la charge limite d'une structure portique

7.2.1. Position du problème

La méthode d'analyse limite est appliquée pour déterminer la charge de rupture de la structure portique montrée sur la figure 6. L'effet de l'effort tranchant et de l'effort normal dans la formation des rotules plastiques est négligeable. La rotule plastique se forme dans une section quand le moment atteint le moment plastique M_p . Cette hypothèse simplifie considérablement l'analyse et l'erreur induite est généralement petite.

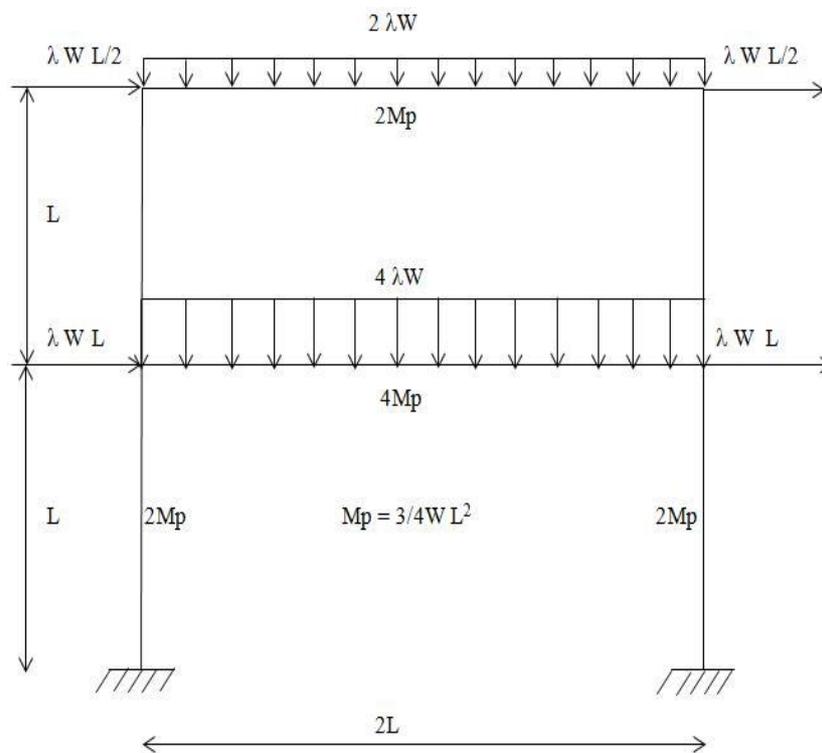


Figure 7.6 : Portique à deux étages

La structure est constituée d'un matériau élastique parfaitement plastique. Le critère de plasticité des poteaux est M_p et $2M_p$ et celui des poutres est $2M_p$ et $4M_p$. Le chargement est modélisé par des charges ponctuelles horizontales d'intensité WL et $WL/2$ et des charges uniformément réparties d'intensité $4W$ et $2W$. On peut dénombrer $n = 12$ sections potentiellement critiques, notées de 1 à 12 comme il est montré sur la figure 7. La structure est hyperstatique d'ordre $h = 6$, le nombre m de mécanismes indépendants est égal à 6 soit : 2 mécanismes de poutre, 2 mécanismes de panneaux et 2 mécanismes de nœud.

On commence par le calcul de la borne supérieure de la charge limite en considérant un mécanisme fictif. Ce dernier est obtenu en supposant pour les poutres supérieure et inférieure qu'une des

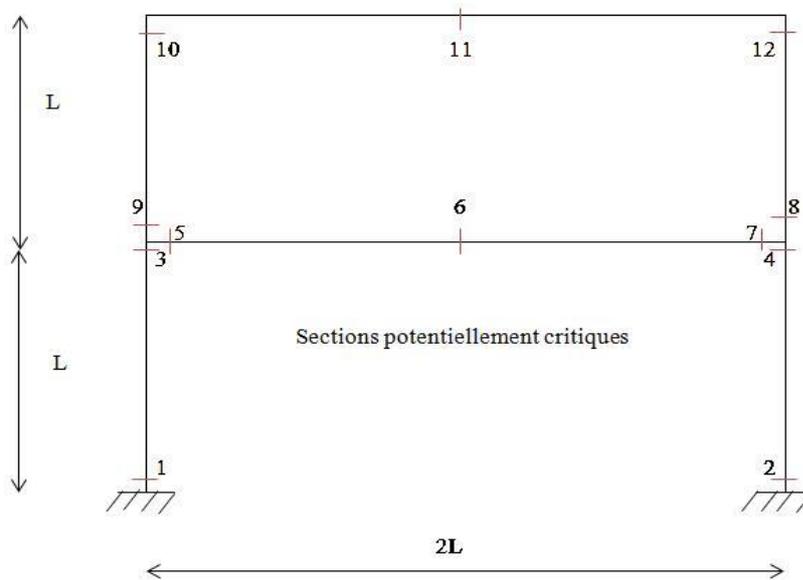
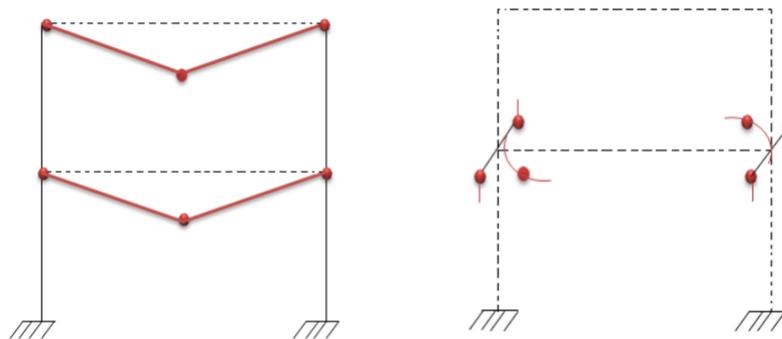


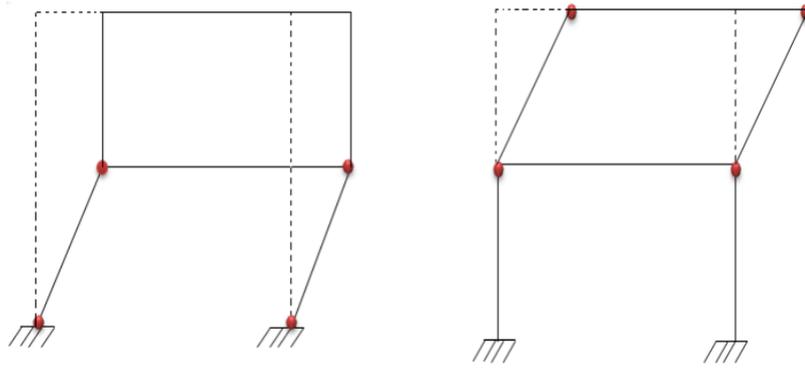
Figure 7.7 : Sections potentiellement critiques

7.2.2 Mécanismes Élémentaire De La Structure Portique :



Mécanisme poutre

Mécanisme nœud



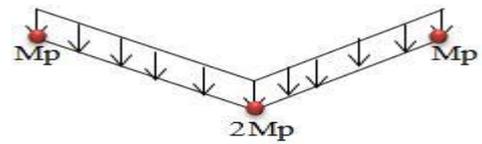
Mécanisme de panneau

7.2.3 Détermination du facteur de charge relatif à chaque mécanisme :

- Mécanisme poutre supérieure (1) :

$$2 \lambda W L \times L \theta = 6 M_p \theta$$

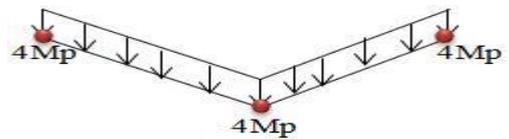
$$\lambda = \frac{3 M_p}{W L^2} = 2,25$$



- Mécanisme poutre inférieure (2)

$$4 \lambda W L \times L \theta = 16 M_p \theta$$

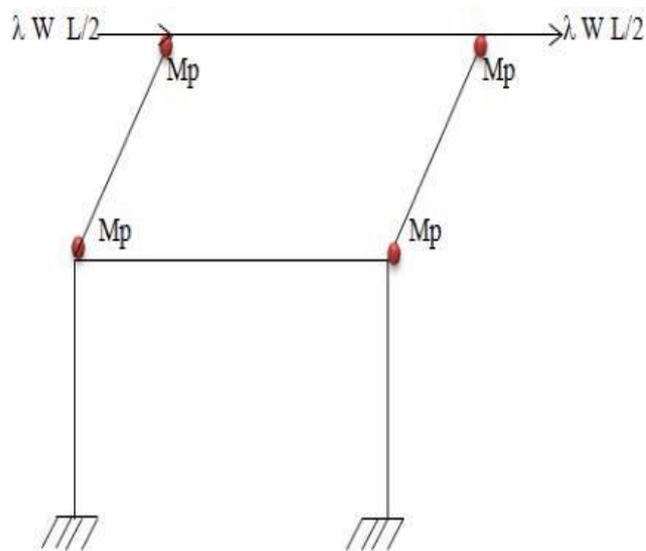
$$\lambda = \frac{3 M_p}{W L^2} = 3,0$$



- Mécanisme panneau supérieur (3)

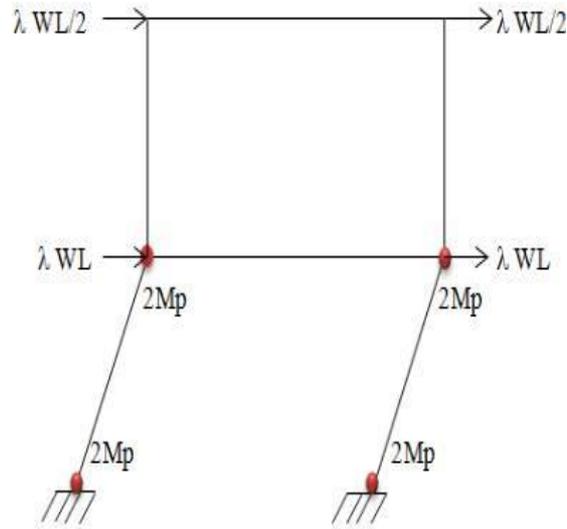
$$\lambda W L/2 \times L \theta \times 2 = 4 M_p \theta$$

$$\lambda = \frac{4 M_p}{W L^2} = 3,0$$

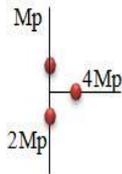


➤ Mécanisme panneau inférieur (4)

$$\lambda W L \times 2L \theta + \lambda W \frac{1}{2} L \times 2 L \theta = 8M_p \theta \quad 3 \lambda W L^2 \theta = 8M_p \theta \quad \lambda = \frac{8 M_p}{W L^2} = 2,0$$

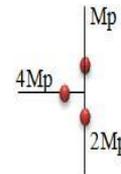


Mécanisme nœud gauche (5)



indéterminé

Mécanisme nœud de droite (6)



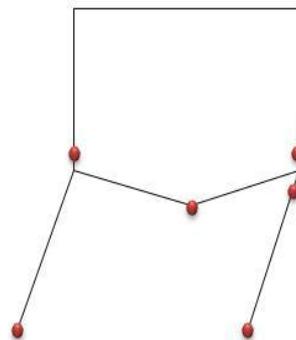
7.2.4 Combinaison Des Mécanismes :

Mécanisme (7) ($7 = 4 + 2 + 5 + 6$)

$$3 W L^2 \theta + 4W L^2 \theta = 8M_p \theta + 16M_p \theta - 6M_p \theta + M_p \theta - 4M_p \theta + 3M_p \theta$$

$$7\lambda W L^2 \theta = 18M_p \theta$$

$$\lambda = \frac{18 M_p}{7 W L^2} = 1,929$$

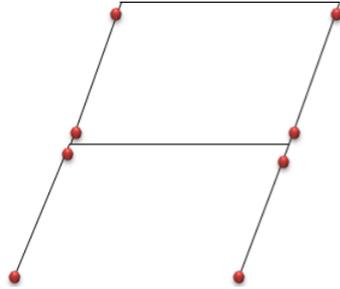


Mécanisme (8) ($8 = 4 + 3$)

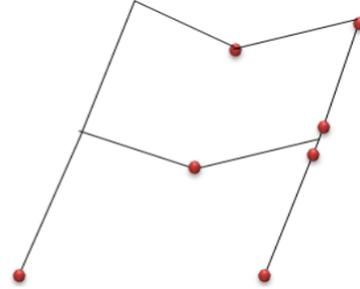
$$3 W L^2 \theta + W L^2 \theta = 8M_p \theta + 4M_p \theta$$

$$4 \lambda W L^2 \theta = 12M_p \theta$$

$$\lambda = \frac{3 M_p}{W L^2} = 2,25$$



Mécanisme 8



Mécanisme 9

Mécanisme (9) ($9 = 8 + 1 + 2 + 6$)

$$4 W L^2 \theta + 2 W L^2 \theta + 4 W L^2 \theta = 12M_p \theta + 6M_p \theta + 16M_p \theta - 2M_p \theta \text{ (nœud gauche}$$

$$\text{supérieur) - 7M}_p \theta \text{ (nœud gauche inférieur) - 4M}_p \theta + 3M_p \theta$$

$$10 \lambda W L^2 \theta = 24M_p \theta$$

$$\lambda = \frac{24 M_p}{10 W L^2} = 1,8$$

Le facteur de charge = $\min (2,25 ; 3,0 ; 2,0 ; 1,929 ; 2,25 ; 1,8) = 1,8$

7.2.5. Diagramme Des Moments :

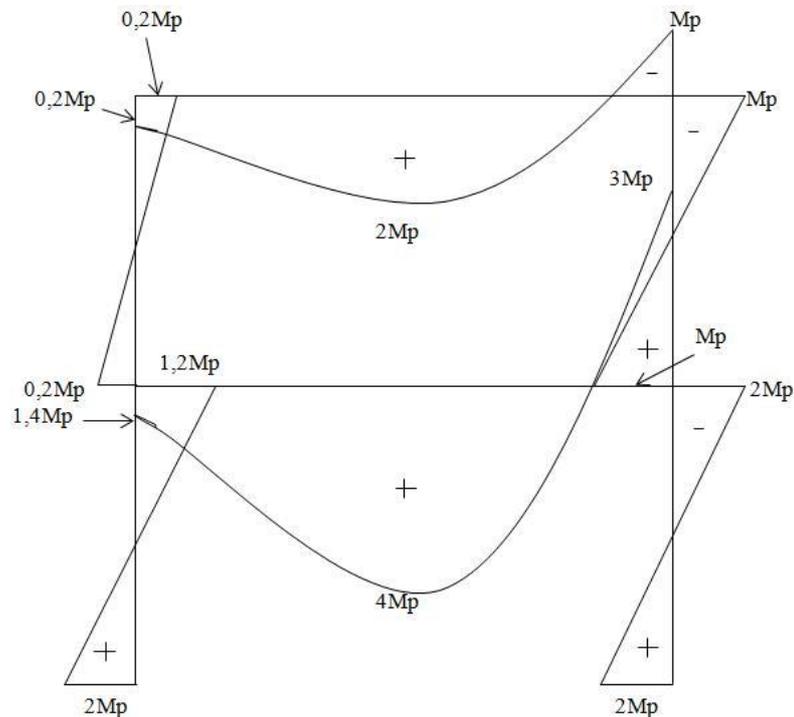


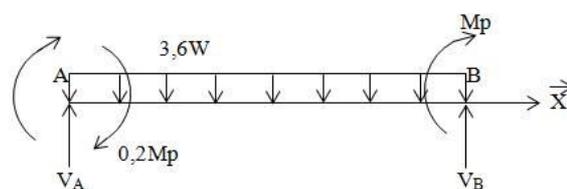
Figure 7.8 : Diagramme des moments pour $\lambda = 1,8$

7.2.6. Vérification de la condition d'écoulement plastique dans les poutres supérieure et inférieure

Pour l'étude du portique on a supposé que les rotules plastiques se produisent aux milieux des travées pour les poutres inférieures supérieures, ce qui n'est pas tout à fait correct. Par conséquent le mécanisme 9 est virtuel et le multiplicateur de charge $= 1,8$ représente une borne supérieure et non pas la solution exacte (la condition d'écoulement n'est pas vérifiée).

• **7.2.6.1 Poutre supérieure :**

Les inconnus en A et B représentent les forces axiales dans les colonnes inférieures.



$$\sum M/B = 0 \quad V_A \times 2L + 0,2M_p + M_p - 3,6 W \times 2L \times L = 0$$

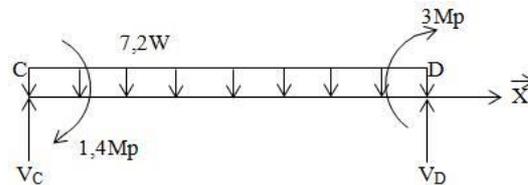
$$V_A = (7,2 W L^2 - 1,2 M_p) \frac{1}{2L} = (7,2 W L^2 - 1,2 W L^2) \frac{1}{2L} \quad V_A = 3,15 W L$$

$$M(x) = 0,2 M_p + 3,15 W L x - 3,6 W \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{dM}{dx} = 3,15 W L - 3,6 W x = 0 \text{ (pour le moment maximal).} \quad x = 0,875L$$

$$M_{\max} = 0,2 M_p + 3,15 W L (0,875L) - \frac{3,6}{2} W (0,875)^2 L^2 \quad M_{\max} = 2,04 M_p > 2 M_p$$

• 7.2.6.2 Poutre inférieure



$$V_C \times 2L + 1,4M_p + 3M_p - 7,2 W \times 2L \times L = 0 \quad V_C = 5,55WL$$

$$M = 1,4 M_p + 5,55 W L x - 7,2 W \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{dM}{dx} = 5,55 W L - 7,2 W x \quad x = 0,771L$$

$$M_{\max} = 1,4M_p + 5,55W L (0,771L) - 7,2 W (0,771L)^2/2 \quad M_{\max} = 4,25 M_p > 4 M_p$$

Une borne inférieure peut être obtenue en forçant les moments max à respecter la condition d'écoulement ($M_{\max} \leq M_p$) en réduisant le facteur de charge de la manière suivante :

$$\lambda = 1,8 \quad \rightarrow \quad 2,04 M_p$$

$$\lambda_r \quad \rightarrow \quad M_p$$

$$\lambda_r = \frac{2 \cdot 1,8}{2,04} = 1,76$$

$$\lambda = 1,8 \quad \rightarrow \quad 4,25M_p$$

$$\lambda_r \quad \rightarrow \quad M_p$$

$$\lambda_r = \frac{4 \cdot 1,8}{4,25} = 1,69$$

Le facteur de charge réel λ_c se trouve donc dans l'intervalle

$$1,69 \leq \lambda_c \leq 1,8$$

7.2.7 Détermination Du Facteur De Charge Réel :

Dans le mécanisme de rupture réel les rotules plastiques, dans les poutres inférieure et supérieure, se produisent dans les sections où le moment est maximal comme il est montré sur la figure 13.

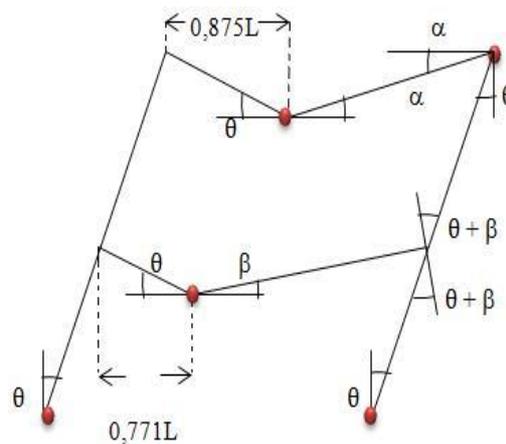


Figure 7.9 : Mécanisme de rupture réel du portique

De la géométrie du mécanisme on déduit que

$$1,125\alpha = 0,875 \theta \rightarrow \alpha = 0,778 \theta$$

$$1,299\beta = 0,771 \theta \rightarrow \beta = 0,627 \theta$$

Travail des forces internes

$$\begin{aligned} & 2 M_p \theta + 2M_p \theta + 4 M_p (\theta + \beta) + 2 M_p (\theta + \beta) + M_p (\theta + \beta) + 2 M_p (\theta + \alpha) + M_p (\theta + \alpha) \\ & = 14M_p \theta + 7M_p \beta + 3M_p \alpha = 20,73 M_p \theta. \end{aligned}$$

Travail des forces extérieures

$$4 WL^2\theta + \frac{2 W (0,875L^2) \theta}{2} + \frac{2 W (1,125L)^2}{2} + 4 \frac{W (0,771L^2) \theta}{2} + \frac{4 \lambda W (1,229L)^2 \beta}{2}$$

$$= 5,9545 \lambda W L^2 \theta + 1,2656 \lambda W L^2 \alpha + 3,0209 \lambda W L^2 \beta = 8,834 \lambda W L^2 \theta = 20,73 M_p \theta$$

En égalisant le travail interne et externe on obtient le facteur de charge réel C

$$\lambda_c = \frac{20,73 M_p}{8,83 WL^2}$$

Poutre supérieure pour $x = 0,869L$, on obtient le moment max = $2M_p$

Poutre inférieure pour $x = 0,779L$, on obtient le moment max = $4M_p$

7.2.8. Conclusion :

La théorie du calcul à la rupture ou d'analyse limite a été appliquée pour estimer la charge de rupture d'une structure portique soumise à un chargement proportionnel. L'étude est simplifiée dans le but de faire les calculs sans recours à un code de calcul. L'encadrement de la charge de rupture réelle (solution exacte) est rendu possible par l'utilisation de l'approche statique et l'approche cinématique.

ANNEXE

7.3. Procédure pour le calcul des moments :

A la rupture la structure est statiquement déterminée (isostatique) en raison de la formation des rotules plastiques. Au niveau de chaque rotule plastique le sens du moment ainsi que sa magnitude sont connus. Soit le portique montré sur la figure 1, aux points A, C, D et E, le moment est égal au moment plastique M_p .

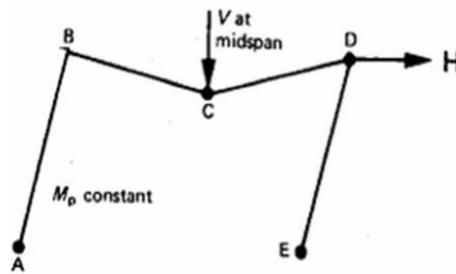


Figure 7.10 : Mécanisme de rupture

En tous ces points l'écoulement plastique se produit en compression et en traction, nécessaire pour avoir une rotation plastique dans un mécanisme.

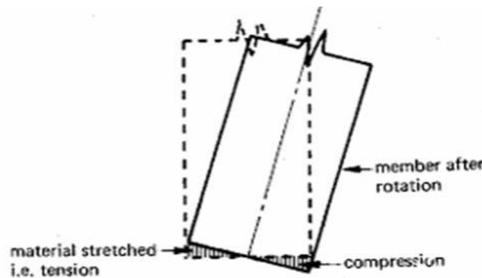


Figure 7.11 : Rotation de la section au niveau du point A

Pour les points C et D la rotation des sections se produit comme il est montré sur les figures 3a et 3b.

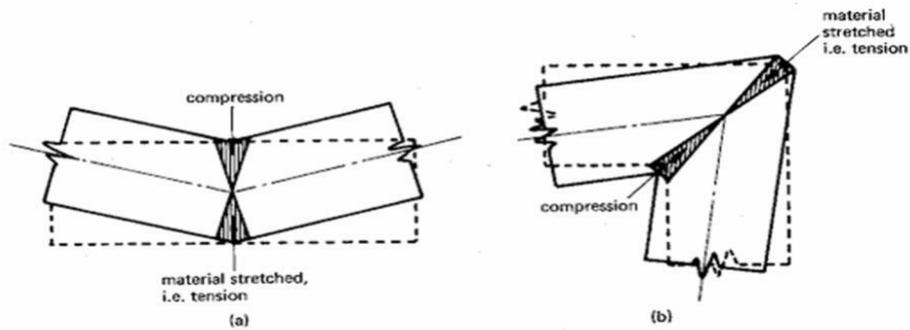


Figure 12 : Rotation des sections au niveau des points C et D.

7.3.1 Diagramme des moments

Pour tracer le diagramme des moments de la poutre de la figure 1 on procède comme suit:

- 1- On trace le diagramme des moments engendré par le chargement en considérant que la poutre est simplement appuyée et que ses extrémités sont libres de toutes rotations (free bending moment diagram).
- 2- On trace par la suite le diagramme des moments de la poutre en joignant par une ligne droite les moments aux niveau des sections B et D qui sont M_B et $M_D = M_P$ (réactant bending moment diagram).

L'objet de cette analyse est de déterminer le moment inconnu M_B , pour cela on a

$$M_{\max} - \frac{M_B + M_P}{2} = M_P$$

Pour une poutre simplement appuyée de longueur L soumise à une charge concentrée V à mi-travée, le moment maximum est égal $M_{\max} = VL / 4$ ce qui donne

$$\frac{VL}{4} - \frac{M_B + M_P}{2} = M_P$$

En arrangeant les termes, il vient

$$M_B = \frac{VL}{2} - 3 M_P$$

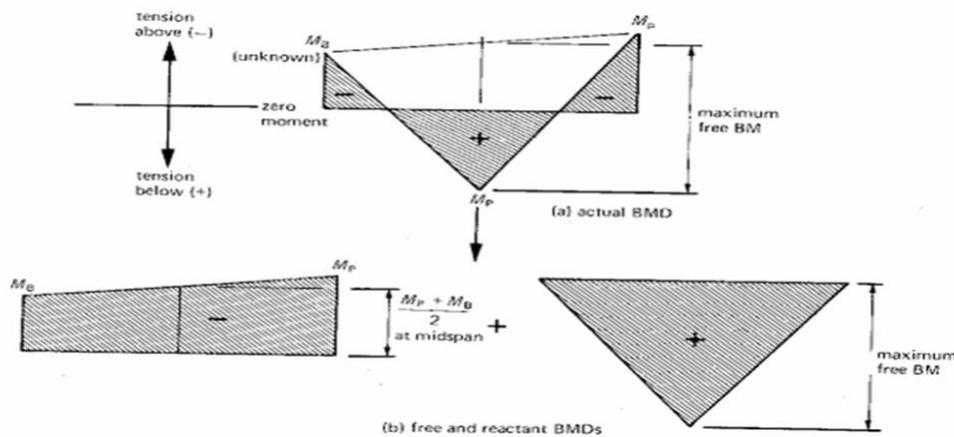


Figure 7.13 : diagramme des moments fléchissant

Si la valeur du moment M_B calculée est positive ($M_B > 0$) ceci implique que les fibres supérieures sont tendues donc le diagramme des moments est négatif au niveau de la section B comme il est montré sur la figure 4. Alternativement si la valeur du moment M_B calculée est négative ($M_B < 0$) ceci implique que c'est les fibres inférieures qui sont tendues.

7.3.2 Détermination des forces et les moments aux extrémités

Le diagramme du moment d'un poteau est montré sur la figure 5a et le sens du moment est indiqué sur la figure 5b. De l'équilibre des moments il vient

$$HL = M_1 + M_2$$

Les forces horizontales représentent l'action du reste de la structure sur le poteau. Si le poteau représente le bas de la structure alors la force horizontale H représente la réaction d'appui.

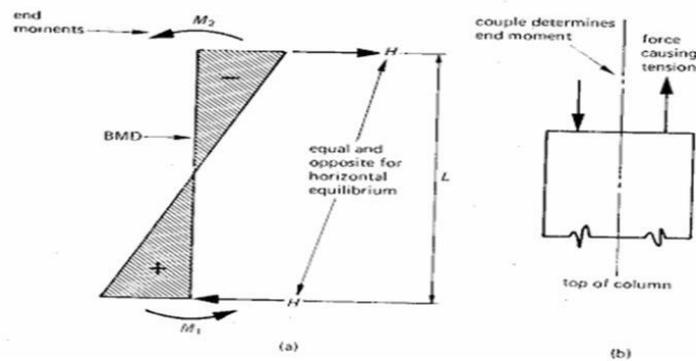


Figure 13

Dans le cas où le poteau est soumis à un chargement horizontal comme il est montré sur la figure 6. Les forces horizontales résultent de l'action des moments et du chargement.

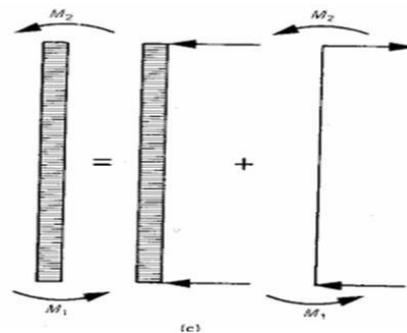


Figure 14

L'équilibre de la structure se traduit par l'équilibre de tous les nœuds. De l'équilibre du nœud montré sur la figure 7 découle

$$M_1 - M_2 - M_3 = 0$$

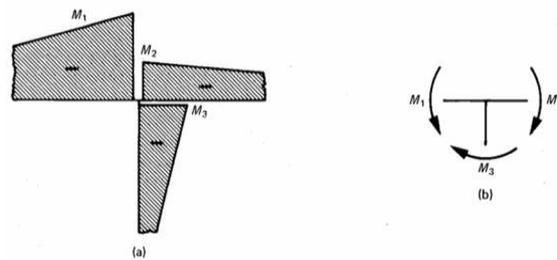


Figure 15

7.3.3. Détermination des diagrammes des moments fléchissant

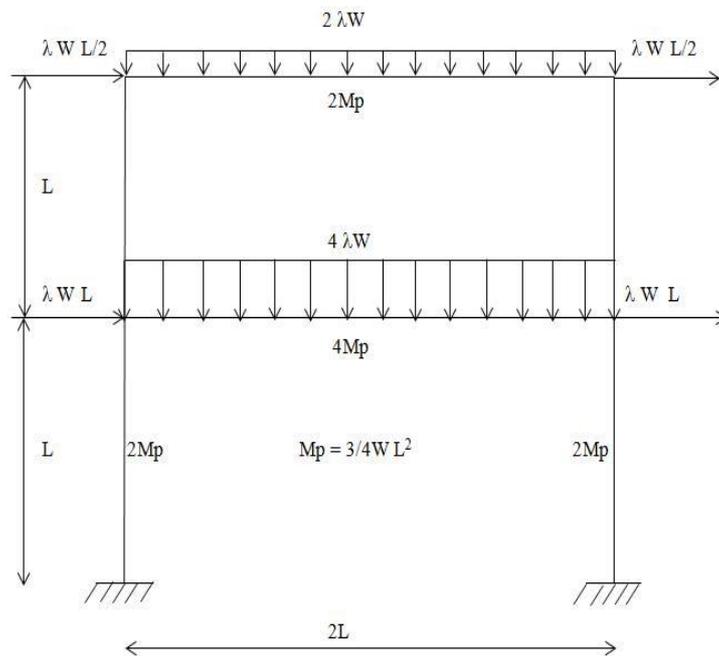


Figure 16

• 7.3.3.1 Poutre supérieure : Détermination du moment à gauche

On suppose que la poutre est simplement appuyée et on calcul le moment maximal engendré par une charge uniformément répartie

$$M_{\max} = \frac{2}{8} \lambda w (2L)^2 = \lambda w L^2$$

$$M_{\max} = 2.4 M_P \quad M_P = \frac{3}{4} \lambda w L^2 \quad \lambda = 1.8$$

Le moment à mi-travée dû à la charge uniformément répartie avec la prise en compte des 7 Moments aux encastremets doit être égalisé $2M_P$, il en résulte :

$$-\frac{M_P + V}{2} + 2.4 M_P = 2 M_P \Rightarrow V = -0.2 M_P$$

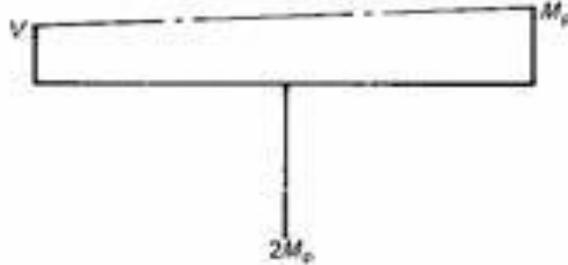


Figure 7.17 : Prise en compte des moments à l'encastrement

• 7.3.3.2 Poutre inférieure : Moment à droite

Les moments dans le poteau inférieur et le poteau supérieur sont M_P et $2M_P$ comme il est montré sur la figure 8. Le moment à droite de la poutre est éliminé à partir de l'équilibre des moments au nœud .

$$M - M_P - M_P = 0$$

$$M = 3M_P$$

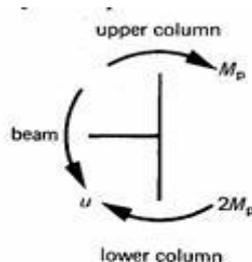


Figure 7.18 : Equilibre des moments au nœud

• 7.3.3.3 Poutre inférieure : Moment à gauche

Calcul du moment maximal engendré par la charge uniformément répartie

$$M_{\max} = \frac{1}{8} 4 \lambda w (2L)^2 = 2 \lambda w L^2 = 3.6 w L^2$$

$$M_{\max} = 3.6 w L^2 = 4.8 M_P$$

$$M_P = \frac{3}{4} \lambda w L^2$$

Calcul du moment maximal à mi-travée avec la prise en compte des moments aux encastremets

$$-\frac{3M_P + X}{2} + 4.8 M_P = 4 M_P \Rightarrow X = -1.4 M_P$$

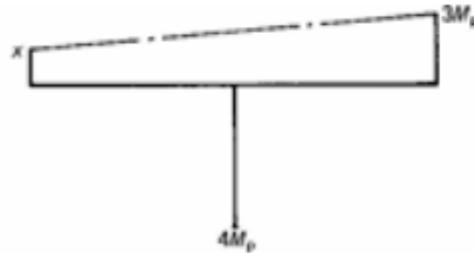


Figure 7.19 : Prise en compte des moments à l'encastrement

• 7.3.3.4 Equilibre des forces horizontales de l'étage supérieur :

$$\sum F_H = 0 \Rightarrow N_1 + N_2 = \lambda w l = 1.8 \frac{4M_P}{3L} = \frac{2.4M_P}{L}$$

$$N_1 = \frac{2M_P}{L} \qquad N_2 = \frac{0.2 M_P + Y}{L}$$

$$\frac{2M_P}{L} + \frac{0.2 M_P + Y}{L} = \frac{2.4M_P}{L} \Rightarrow Y = 0.2 M_P$$

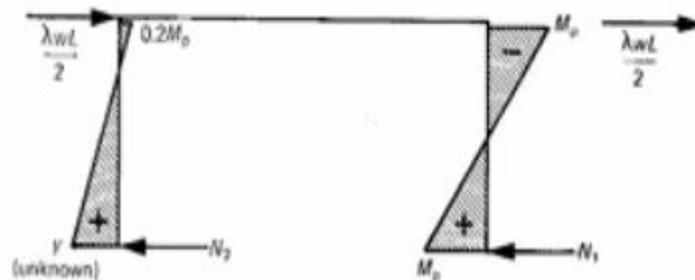


Figure 7.20

• 7.3.3.4 Equilibre des forces horizontales de l'étage inférieur

$$\sum F_H = 0 \quad \Rightarrow H_1 + H_2 = N_1 + N_2 + 2 \lambda w L \quad \Rightarrow H_1 + H_2 = \frac{7.2 M_P}{L}$$

$$H_1 = \frac{4M_P}{L} \quad H_2 = \frac{2 M_P + Z}{L}$$

$$\frac{4M_P}{L} + \frac{2 M_P + Z}{L} = \frac{7.2 M_P}{L} \quad \Rightarrow \quad Z = 1.2 M_P$$

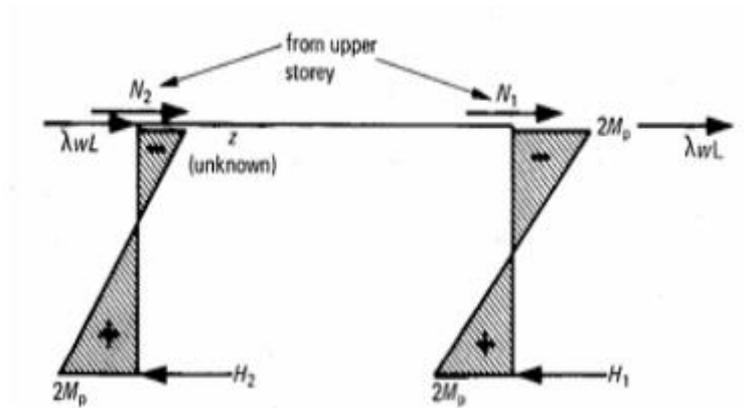


Figure 7.21

7.4 Vérification

On vérifie l'équilibre du nœud gauche inférieur

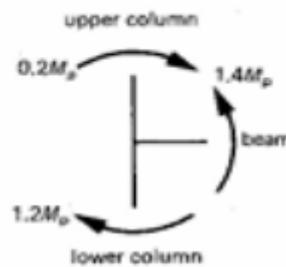


Figure 7.22

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet est un aboutissement d'un long parcours riche en étude et plein d'enthousiasme et d'ambition. Il nous a permis en particulier :

La mise en pratique des connaissances acquises: RDM, Béton, DDS, MEF....etc.

D'approfondir notre culture en génie civil ;

L'application des méthodes de dimensionnement et les règlements (RPA 99/2003, BEAL 91, CBA 93....etc.

L'utilisation de logiciels tels que : ETABS, SOCOTEC, AUTOCADetc.

D'affronter la réalité qui se traduit par le choix de solutions adéquates aux contraintes techniques rencontrées ;

La transposition entre les connaissances théoriques et pratiques.

Garantir la fiabilité et la sécurité d'un bâtiment à usage d'habitation nécessite donc une étude complexe, des compétences approfondies en génie civil, et l'application de méthodes sophistiquées.

BIO BIOGRAPHIQUE

➤ **Règlements :**

- ✓ **RPA99** : règles parasismiques algériennes version 2003.
- ✓ **BAEL91** : béton armé aux états limite.
- ✓ **CBA93** : calcul des ouvrages en béton armé.
- ✓ **DTR B.C.2.2** : document technique règlementaire (charge et surcharge).

➤ **Cours :**

- ✓ Cours de béton armé 3eme année
- ✓ Cours de calcul des structures en béton armé master 1.
- ✓ Cours de « Résistance des matériaux » 3eme année
- ✓ Cours de « conception technique de construction » master 1

➤ **Les thèses :**

- ✓ Mémoire de fin d'étude d'anciens étudiants.

➤ **Logiciels :**

- ✓ ETABS V9.7.1 Analyse des structures
- ✓ AUTOCAD 2013 Dessin
- ✓ EXCEL 2013Calcul
- ✓ WORD 2013 Traitement de texte
- ✓ SOCOTEC.....Calcul des sections d'acier et géométrie de structure
- ✓ SKETCHUPE.....Dessine une 3D. 2D