

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد- تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd- Tlemcen

Faculté de TECHNOLOGIE



## MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : Génie civil

Spécialité : Structures

Par : KHECHAB IBTISSAM

TAIBI FATMA

### Sujet

# Etude Technique d'un Bâtiment de Forme Irrégulière

Soutenu publiquement, le 15 / 06 / 2025 , devant le jury composé de :

Pr. BEZZAR Abdelillah

Pr. SAIL Latefa

M. GHENNANI Boubekeur

Université de Tlemcen

Université de Tlemcen

Université de Tlemcen

Président

Examinatrice

Encadreur

Année universitaire : 2024 /2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## **Remerciements**

Nous remercions le dieu de nous avoir donné du courage et de la détermination  
Pour mener à terme ce travail.

On tient à remercier tout particulièrement nos très chers parents pour leur  
Soutien et leurs encouragements.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à notre encadreur :  
Mr GHENNANI BOUBEKEUR pour l'encadrement de notre travail, sa  
Disponibilité, son précieux temps et ses conseils.

Un remerciement à toutes personnes ayant participé à la réalisation de ce  
Mémoire.

## **Dédicaces**

Nous tenons à dédier ce modeste travail

A nos parents, que dieu les garde et les protège,

A nos chers frères et sœurs,

A tout membre de nos familles petites et grandes,

A tous nos amis et collègues de la promotion

2024/2025,

Ainsi que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à

L'aboutissement de ce travail.

## Table des matières

<b>Introduction générale.....</b>	
<b>Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage .....</b>	
1.1 Introduction.....	1
1.2 Présentation de l'ouvrage.....	1
1.3 Identification de l'ouvrage .....	1
1.4 Conception de la structure .....	2
1.5 Les caractéristiques mécaniques des matériaux .....	2
1.5.1 Béton.....	2
1.5.1.1 <i>Résistance mécanique</i> .....	2
1.5.1.2 <i>Déformation et contrainte de calcul</i> .....	3
1.5.1.3 <i>Contrainte admissible de cisaillement</i> .....	4
1.5.1.4 <i>Module de déformation longitudinal du béton</i> .....	4
1.5.1.5 <i>Module de déformation transversale</i> .....	4
1.5.2 Aciers.....	4
1.5.2.1 <i>Caractéristiques mécaniques</i> .....	4
1.5.2.2 <i>Le diagramme contraintes déformations est le suivant</i> .....	5
1.5.2.3 <i>Contrainte limite de traction des armatures</i> .....	5
1.6 Etats limites.....	5
<b>Chapitre02 : Prédimensionnement et descente des charges.....</b>	
2.1 Prédimensionnement des éléments structuraux .....	8
2.1.1 Introduction.....	8
2.1.2 Plancher en corps creux .....	8
2.1.3 Prédimensionnement des poutres .....	8
2.1.3.1 <i>Poutre principale</i> .....	8
2.1.3.2 <i>Poutre secondaire</i> .....	9
2.1.4 Prédimensionnement des poteaux .....	10
2.1.5 Prédimensionnement des voiles .....	13
2.2 Descente des charges .....	14
2.2.1 Introduction.....	14
2.2.2 Evaluation des charges .....	14
2.2.2.1 <i>Plancher terrasse inaccessible</i> .....	14
2.2.2.2 <i>Plancher étage courant</i> .....	15
2.2.2.3 <i>Murs</i> .....	15
2.2.2.4 <i>Escalier</i> .....	16
2.3 Conclusion .....	17

<b>Chapitre3 : Etude des éléments secondaire .....</b>	<b>19</b>
3.1 Escalier .....	19
3.1.1 Les différents types des escaliers.....	19
3.1.2 Prédimensionnement : .....	21
3.1.3 Charges et surcharges .....	21
3.1.4 Combinaisons des charges .....	21
3.1.5 Calcul de type 02 :.....	22
3.1.6 Les moments fléchissant et l'effort tranchant :.....	23
3.1.7 Calcul des armatures longitudinales à ELU .....	24
3.1.8 Choix des armatures et les espacements .....	25
3.1.9 Vérification à ELS .....	25
3.1.10 Vérification au cisaillement : D'après le(C.B.A.93).....	26
3.1.11 Tableau récapitulatif du ferrailage de l'escalier .....	27
3.2 Étude de la poutre palière .....	27
3.2.1 Prédimensionnement .....	27
3.2.2 Charges supportées par la poutre.....	28
3.2.3 Combinaison d'action.....	28
3.2.4 Calcul du moment fléchissant et efforts tranchants.....	28
3.2.5 Calcul de ferrailage .....	28
3.2.6 Condition de non fragilité .....	29
3.2.7 Vérification à ELS .....	29
3.2.8 Vérification au cisaillement .....	30
3.2.9 Vérification de la flèche.....	31
3.2.10 Récapitulatif du ferrailage de la poutre palière.....	31
3.3 L'acrotère.....	31
3.3.1 Calcul de l'acrotère en béton armé.....	32
3.3.1.1 Poids propre .....	32
3.3.1.2 Surcharge.....	32
3.3.1.3 Enrobage .....	32
3.3.2 Calcul du ferrailage à ELU .....	33
3.3.3 Vérification des contraintes à ELS .....	34
3.3.4 Vérification au cisaillement .....	35
3.3.5 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme .....	36
3.4 Balcon.....	37
3.4.1 Evaluation des charges .....	37
3.4.2 Les combinaisons d'action.....	38

3.4.3	Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	38
3.4.4	Détermination du ferrailage.....	39
3.4.5	Vérification de cisaillement.....	41
3.4.6	Vérification de la flèche.....	41
3.5	Etude des poutrelles.....	42
3.5.1	Les charges des poutrelles.....	42
3.5.2	Les types des poutrelles.....	42
3.5.3	Détermination des efforts internes.....	45
3.5.4	Ferrailage des poutrelles.....	50
3.5.5	Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles.....	56
3.6	Etude de l'ascenseur.....	57
3.6.1	Introduction.....	57
3.6.2	Epaisseur de la dalle d'ascenseur.....	58
3.6.3	Evaluation des charges.....	58
3.6.3.1	<i>Charge d'exploitation.....</i>	<i>58</i>
3.6.3.2	<i>Charge permanentes.....</i>	<i>58</i>
3.6.3.3	<i>Calcul de la charge de rupture.....</i>	<i>59</i>
3.6.3.4	<i>Combinaison des charges.....</i>	<i>60</i>
3.6.4	Vérification de la dalle au poinçonnement.....	60
3.6.5	Evaluation du moment.....	61
3.6.5.1	<i>Evaluation des moments dus aux charges non concentrées.....</i>	<i>61</i>
3.6.5.2	<i>Moments dues aux charges réparties.....</i>	<i>63</i>
3.6.5.3	<i>Les moments totaux appliqués sur la dalle.....</i>	<i>63</i>
3.6.6	Calcul de ferrailage de la dalle.....	65
3.6.6.1	<i>Vérification au cisaillement.....</i>	<i>68</i>
	<b>Chapitre 04 : Etude dynamique.....</b>	
4.1	Introduction.....	71
4.2	Modélisation de la structure.....	71
4.2.1	Disposition des voiles.....	71
4.2.2	Combinaison d'action.....	72
4.3	Choix de la méthode de calcul.....	72
4.3.1	Méthode statique équivalente.....	72
4.3.1.1	<i>Principe de la méthode.....</i>	<i>72</i>
4.3.1.2	<i>Détermination des coefficients.....</i>	<i>72</i>
4.3.1.3	<i>L'effort tranchant statique à la base.....</i>	<i>74</i>
4.3.1.4	<i>Déterminer de la force sismique et l'effort tranchant à chaque niveau.....</i>	<i>74</i>

4.3.1.5	<i>Période et participation massique</i>	75
4.3.1.6	<i>Vérifications de comportement R</i>	75
4.3.2	Méthode d'analyse modale spectrale	76
4.3.2.1	<i>Spectre de réponse de calcul</i>	76
4.3.2.2	<i>Facteur de qualité</i>	76
4.4	Résultante des forces sismiques de calcul	77
4.5	Calcul et vérification des déplacements	77
4.6	Justification vis-à-vis l'effet P- $\Delta$	79
4.7	Conclusion	79
	<b>Chapitre 05 : Etude des éléments résistants</b>	
5.1	Introduction	81
5.2	Etude des poteaux	81
5.2.1	Les sollicitations dans les poteaux	81
5.2.2	Vérification spécifique sous sollicitation normales	81
5.2.3	Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	82
5.2.4	Ferraillage des poteaux	83
5.2.4.1	<i>Armatures longitudinales</i>	83
5.2.4.2	<i>Les armatures transversales</i>	86
5.2.4.3	<i>Calcul de l'espacement</i>	86
5.2.4.4	<i>Recouvrement</i>	86
5.2.4.5	<i>La longueur de la zone nodale</i>	86
5.3	Les poutres	89
5.3.1	Ferraillage des poutres principales	89
5.3.1.1	<i>Ferraillages longitudinaux</i>	89
5.3.1.2	<i>Ferraillage transversale</i>	91
5.3.1.3	<i>Vérification au cisaillement</i>	91
5.3.2	Ferraillage des poutres secondaire	91
5.3.2.1	<i>Ferraillage longitudinal</i>	91
5.3.2.2	<i>Ferraillage transversale</i>	93
5.3.2.3	<i>Vérification au cisaillement</i>	94
5.3.3	Tableau Récapitulatif :	94
5.3.4	Schéma de ferraillage	95
5.4	Les voiles	95
5.4.1	Introduction	95
5.4.2	Vérification des contraintes tangentielles	96
5.4.2.1	<i>Calcul du ferraillage</i>	96

5.4.2.2	<i>Détermination du ferrailage</i> .....	97
5.5	Conclusion .....	100
	<b>Chapitre06 : Etude de l'infrastructure</b> .....	
6.1	Introduction .....	102
6.2	Combinaisons de calcul .....	102
6.3	Choix de types de fondation .....	102
6.4	Etude du radier général .....	102
6.4.1	Prédimensionnement .....	102
6.4.1.1	<i>La condition de raideur (rigidité)</i> .....	103
6.4.1.2	<i>Calcul du Débordement (D)</i> .....	103
6.4.2	Vérification au poinçonnement .....	104
6.4.3	Vérification de la stabilité au renversement .....	104
6.5	Calcul du ferrailage .....	104
6.5.1	Calcul de ferrailage de la dalle .....	104
6.5.1.1	<i>Calcul du ferrailage longitudinal</i> .....	104
6.5.1.2	<i>Ferrailage transversale</i> .....	107
6.5.2	Calcul de Ferrailage de la nervure .....	108
6.5.2.1	<i>Ferrailages longitudinaux</i> .....	108
6.5.2.2	<i>Vérifications au cisaillement</i> .....	110
6.5.2.3	<i>Ferrailage transversale</i> .....	110
6.6	Conclusion .....	111
	<b>Chapitre 07 : Etude économique</b> .....	
7.1	Introduction .....	113
7.2	Le management de projet .....	113
7.3	Projet .....	113
7.3.1	Le cycle de vie d'un projet .....	113
	Représente l'ensemble des quatre phases qu'un projet traverse : .....	113
7.3.2	Les différents intervenants du projet .....	113
7.4	Le découpage du projet .....	114
7.5	Identification des ressources .....	115
7.6	Eude économique .....	115
7.7	Conclusion .....	124
	<b>Conclusion général</b> .....	

## Liste des tableaux

Tableau 1-1 Dimensions en élévation.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Tableau 1-2 Caractéristique des aciers .....	4
Tableau 1-3 Contrainte limite des aciers longitudinaux .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Tableau 2-1 Récapitulatif des dimensions des poutre .....	10
Tableau 2-2 Récapitulatif du poteau.....	12
Tableau 2-3 Dimension des voiles .....	14
Tableau 2-4 Charge permanents et exploitation de plancher terrasse inaccessible.....	14
Tableau 2-5 Charge permanente de plancher étage courant .....	15
Tableau 2-6 Charge permanente du mur extérieur .....	16
Tableau 2-7 Charge de palier .....	16
Tableau 2-8 Charge de pailleasse.....	17
Tableau 3-1 Description des escaliers .....	21
Tableau 3-2 Combinaison des charges de l'escalier.....	22
Tableau 3-3 Les efforts internes pour les différents types d'escaliers .....	24
Tableau 3-4 Récapitulatif du ferrailage de l'escalier .....	27
Tableau 3-5 Les moment fléchissant et efforts tranchants.....	28
Tableau 3-6 Récapitulatif du ferrailage de la poutre palière :.....	31
Tableau 3-7 Evaluation des charges pour le balcon .....	37
Tableau 3-8 Récapitulatif de M et T de la dalle pleine.....	39
Tableau 3-9 Les charges des poutrelles .....	42
Tableau 3-10 Récapitulatif des moments et de l'effort tranchant .....	50
Tableau 3-11 Récapitulatif du ferrailage des poutrelles .....	56
Tableau 3-12 Caractéristiques des câbles .....	59
Tableau 3-13 Les moments isostatiques des rectangles à ELU .....	62
Tableau 3-14 Les moments isostatiques des rectangles à ELS .....	62
Tableau 3-15 Récapitulation des résultats de ferrailage .....	68
Tableau 4-1 La force sismique de chaque niveau .....	75
Tableau 4-2 Période et masse modale de la structure.....	75
Tableau 4-3 Vérification du coefficient de comportement R selon RPA .....	75
Tableau 4-4 Facteur de qualité .....	76
Tableau 4-5 Valeur des efforts tranchants à la base statique et dynamique .....	77
Tableau 4-6 Vérification du déplacement dans le sens x.....	78
Tableau 4-7 Vérification du déplacement dans le sens y.....	78
Tableau 4-8 L'effet p- $\Delta$ sens x .....	79
Tableau 4-9 L'effet p- $\Delta$ sens y .....	79
Tableau 5-1 Sollicitations maximales à ELU.....	81
Tableau 5-2 Vérification des poteaux sous sollicitation normale .....	82
Tableau 5-3 Vérification spécifique sous sollicitation normale.....	83
Tableau 5-4 Les sollicitations des poteaux (N_MAX, M_co) .....	83
Tableau 5-5 Les sollicitations des poteaux (M_max,N_co) .....	84
Tableau 5-6 Ferrailage des poteaux.....	85
Tableau 5-7 Les armatures transversales des poteaux .....	87
Tableau 5-8 Sollicitations maximales à ELS .....	87
Tableau 5-9 Sollicitation de la poutre principale à ELU .....	89
Tableau 5-10 Sollicitation de la poutre principale à ELS .....	89
Tableau 5-11 Vérification des contraintes en travée .....	90
Tableau 5-12 Vérification des contraintes en appui.....	91
Tableau 5-13 Vérification des contraintes en travée .....	92
Tableau 5-14 Vérification des contraintes en appui .....	93

Tableau 5-15 Ferrailage des poutres principales.....	94
Tableau 5-16 Ferrailage des poutres secondaires.....	94
Tableau 5-17 Vérifications des contraintes.....	96
Tableau 5-18 Vérifications des contraintes.....	96
Tableau 6-1 Tableau de module de réaction du sol.....	110
Tableau 6-1 Les sollicitations du radier.....	104
Tableau 6-2 Ferrailage de la dalle .....	107
Tableau 6-3 Ferrailage de nervure.....	111
Tableau 7-1 Le WBS de notre projet.....	114
Tableau 7-2 Matériaux du projet .....	115
Tableau 7-3 Devis quantitatif et estimatif bâtiment.....	115

## Liste des figure :

Figure 1-1 Vue sur site.....	1
Figure 1-2 Dimension de la structure en plan .....	2
Figure 1-3 Diagramme contraintes déformations pour le béton .....	3
Figure 1-4 Diagramme contrainte déformations de l'acier.....	5
Figure2-1 Dessin d'un plancher en corps creux.....	8
Figure 2-0-2 Dimensions des poutres secondaires et poutres principale.....	10
Figure 2-3 Section réduite du voile. ....	13
Figure 2-4 Plancher terrasse inaccessible .....	14
Figure 2-5 Plancher étage courant.....	15
Figure 2-6 Remplissage en double cloisons.....	15
Figure 3-1 Schéma de l'escalier .....	19
Figure 3-2 Dessin de ferrailage de volée.....	27
Figure 3-3 Schéma de dimension de l'acrotère.....	32
Figure 3-4 Ferrailage de l'acrotère .....	36
Figure 3-5 Coupe A-A de l'acrotère.....	36
Figure 3-6 Ferrailage de balcon .....	42
Figure 3-7 Dessin de ferrailage des poutrelles.....	57
Figure 3-8 Schéma d'un ascenseur dans un bâtiment.....	58
Figure 3-9 Schéma statique de la dalle d'ascenseur .....	61
Figure 4-1 Modélisation de la structure.....	71
Figure 4-2 Disposition des voiles .....	71
Figure 4-3 Zonage sismique de l'Algérie .....	73
Figure 4-4 Spectre de calcul.....	77
Figure 5-1 Schéma du ferrailage du poteau de sous – sol .....	88
Figure 5-2 Schéma des forces du voile.....	97
Figure 5-3 Ferrailages des murs voiles.....	100
Figure 6-1 radié général.....	102
Figure 6-2 Ferrailage de la dalle .....	107
Figure 6-3 Ferrailage de nervure .....	110

## **Résumé :**

Ce projet consiste à une étude d'un bâtiment à usage multiple composé d'un

Sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de 9 étages, situé à Tlemcen (160 logements boudjlida)

La région est classée en zone (III) selon le règlement parasismique algérien 2024

L'étude est composée, de cinq parties qui sont comme suit :

La première partie consiste à une présentation du projet et les caractéristiques des matériaux utilisés dans cette structure avec un pré dimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

La deuxième partie concerne l'étude des éléments secondaire tels que l'escalier, les poutrelles, les balcons, l'acrotère et l'ascenseur

La troisième partie consiste à une étude dynamique dont le but de déterminer les différentes sollicitations engendrées par les charge permanents, d'exploitation et sismique

Dans la quatrième partie on a déterminé le ferrailage des différents des éléments résistants dans la structure tels que les poteaux, les poutres, les voiles et les fondations

Enfin, management de projet

Les mots clés : SAP2000, RPA2024, BAEL91, étude dynamique, bâtiment, voiles

## **Summary:**

This Project consists of a study of a multi-purpose building consisting of a basement, a ground floor, and nine floors, located in Tlemcen (160 Boudjelida housing units).

The region is classified as zone (III) according to the Algerian 2024 earthquake-resistant regulations.

The study is composed of five parts, as follows:

The first part consists of a presentation of the project and the characteristics of the materials used in this structure, with a pre-dimensioning of the structural elements and load descent.

The second part concerns the study of secondary elements such as the staircase, beams, balconies, parapet, and elevator.

The third part consists of a dynamic study whose purpose is to determine the various stresses generated by permanent, operating, and seismic loads.

In the fourth part, the reinforcement of the various resistant elements in the structure, such as columns, beams, and walls, was determined.

Finally, project management

The keywords: SAP2000, RPA2024, BAEL91, dynamic study, building, walls

## ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة لمبنى متعدد الاستخدامات يتكون من قبو وطابق أرضي و9 طوابق، يقع في تلمسان (160 وحدة سكنية بوجليدة) تصنف المنطقة في المنطقة الثالثة حسب اللوائح الزلزالية الجزائرية لعام 2024

تتكون الدراسة من خمسة أجزاء على النحو التالي:

الجزء الأول يتضمن تقديم المشروع وخصائص المواد المستخدمة في هذا الهيكل مع تقدير أولي لأبعاد العناصر الإنشائية وحساب الأحمال.

الجزء الثاني يتعلق بدراسة العناصر الثانوية مثل السلم، والعوارض، والشرفات، والسور، والمصعد.

الجزء الثالث يتضمن دراسة ديناميكية تهدف إلى تحديد مختلف الأحمال الناتجة عن الأحمال الدائمة، التشغيلية والزلازل.

في الجزء الرابع، حددنا حديد التسليح لمختلف العناصر المقاومة في الهيكل مثل الأعمدة، والعوارض، والجدران، والأساس تأخيرًا، إدارة المشاريع

الكلمات الرئيسية

. دراسة ديناميكية، مبنى، اشرعة BAEL91، RPA2024، SAP2000

# Notations

G : action permanente

Q : action d'exploitation E : action accidentelle

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte acier admissible

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte dans les bétons admissible

$\tau_u$  : Contrainte admissible de cisaillement du béton

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de béton

$\sigma_{st}$  : Contrainte de l'acier

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte de cisaillement

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul

$f_{cj}$  : Résistance à la compression de béton a (j)

$f_{tj}$  : Résistance à la traction du béton a (j) jours

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique a la compression du béton à 28jours d'âge

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique a la traction du béton à 28jours d'âge

$A_{st}$  : Section d'armature tendu

$A_r$  : Armature de répartition

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité d'aciers

$\theta$  : Coefficient d'application

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement

$I_x, I_y$  : moment d'inertie

$I_x, i_y$  : rayon de giration

$\mu_u$  : Moment ultime réduit

$\alpha$  : position relative de la fibre neutre

Z : bras de levier

d : distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inferieures

d' : distance entre les armatures supérieurs et la fibre neutre

$B_r$  : Section réduite

M : moment fléchissant

T : effort tranchant, période

N : effort normal

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique

R : coefficient de comportement global de la structure

Q : facteur de qualité

W : poids totale de la structure

V : force sismique totale

W<sub>i</sub> : poids au niveau (i)

CT : coefficient de période

$\beta$  : coefficient de pondération

S<sub>t</sub> : Espacement

$\lambda$  : élancement

e : épaisseur

f : flèche

f<sub>adm</sub> : Flèche admissible

L : longueur ou portée

l<sub>f</sub> : Longueur de flambement Mt : moment en travée

M<sub>a</sub> : Moment en appui

K : coefficient de raideur de sol

$\varepsilon$  : déformation relative

$\varepsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression

f<sub>e</sub> : Limite d'élasticité d'acier

E<sub>ij</sub> : Module d'élasticité instantané

E<sub>vj</sub> : module d'élasticité différé

E<sub>S</sub> : module d'élasticité de l'acier

SEC : section entièrement comprimé

## INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie est située dans une zone de convergence de plaques tectoniques où elle apparaît comme une zone de forte sismicité.

Les constructions en zone sismique active exigent des normes spécifiques en matière de stabilité et de durée de vie du bâtiment. Cela nécessite l'application des codes sismiques spécifiques à chaque zone sismique active

Dans le cadre de notre projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment technique en béton armé à usage multiple, implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant un sous-sol (parking), un RDC (commerciale), 3 étages (bureau) et 6 étages (logements) à Tlemcen

Cette étude est composée de 07 chapitres :

Présentation de l'ouvrage

Prédimensionnement et descente des charges

Etude des éléments secondaires

Etude dynamique

Etude des éléments structuraux

Etude de l'infrastructure

Etude économique

***1 Chapitre 01 :  
Présentation de  
l'ouvrage***

### 1.1 Introduction

La stabilité d'une structure dépend de la résistance des différents éléments résistants (poteaux, poutres, voiles, etc.) aux différentes contraintes (compression, traction, flexion, etc.). La résistance de ces éléments dépend du type de matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Ainsi, pour le calcul de ces éléments, on s'appuie sur la réglementation et les méthodes connues (BAEL91, RPA 2024) qui s'appuient sur les connaissances des matériaux, le dimensionnement des éléments résistants de la structure.

### 1.2 Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage multiple (commercial, bureaux et habitations). Nous avons choisi un bloc (F) composé de sous-sol, RDC, et 9 étages qui appartient à un projet de réalisation 160 logements, à Boudjlida dans la wilaya de Tlemcen classé comme zone de moyenne sismicité selon le règlement parasismique algérien (RPA 2024).



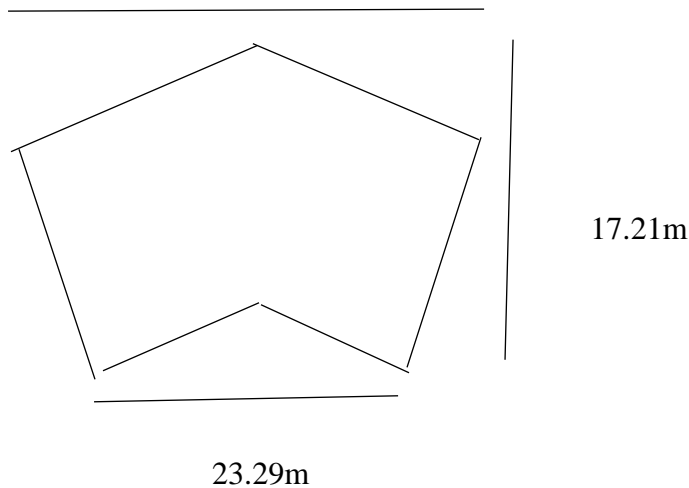
Figure 1-1 Vue sur site

### 1.3 Identification de l'ouvrage

Le bâtiment à étudier est constitué d'un bloc de forme irrégulière en plan de dimensions suivantes :

Table 1-1 Dimensions en élévation

Un sous-sol (parking)	-3.06 m
RDC commercial	4.08 m
1 à 3 étages des bureau	3.06 m
4 à 9 étages logements type F3	3.06 m
Terrasses inaccessible	31.62 m



**Figure 1-2 Dimension de la structure en plan**

## 1.4 Conception de la structure

Ossatures : Le système de contreventement de la structure du bâtiment est mixte, voiles - portiques.

Planchers : les planchers à tous les niveaux sont en corps creux.

Les escaliers : on a trois d'escalier avec deux volées et palier inter étage.

Fondations : nous ne disposons pas de rapport géotechnique.

Maçonnerie :

\* Murs extérieurs en doubles parois.

\* Murs intérieurs en simple paroi.

Ascenseur : le bâtiment est muni d'un ascenseur.

Acrotère : un acrotère est placé sur la terrasse inaccessible.

## 1.5 Les caractéristiques mécaniques des matériaux

### 1.5.1 Béton

#### 1.5.1.1 Résistance mécanique

Résistance caractéristique à la compression

Résistance du béton à la compression à un âge "j" jours est donnée par la formule.

$$f_{cj} = \frac{j}{a + bj} \times f_{c28}$$

Pour  $j < 28$  jours on a les formules suivant :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{MPa}$$

Pour  $j = 28$  jours :

$$f_{cj} = f_{c28}$$

Pour  $j > 28$  jours :

$$f_{cj} = 1.10 f_{c28}$$

Pour notre étude on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Résistance caractéristique à la traction

Cette résistance est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad \text{donc : } f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$$

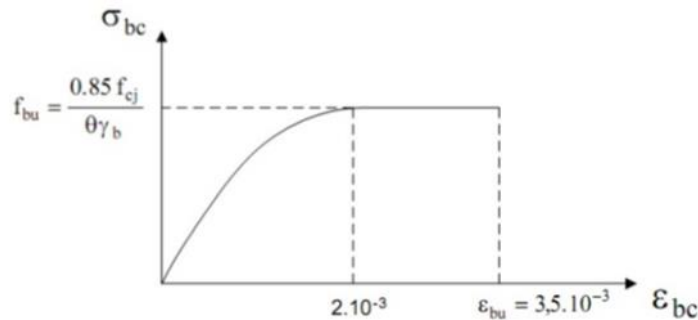
### 1.5.1.2 Déformation et contrainte de calcul

Etat limite ultime de résistance

Pour les vérifications à l'ELU on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit "parabole rectangle".

Diagramme parabole rectangle

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



**Figure 1-3 Diagramme contraintes déformations pour le béton**

Avec

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton :

Combinaisons fondamentales  $\gamma_b = 1,5$

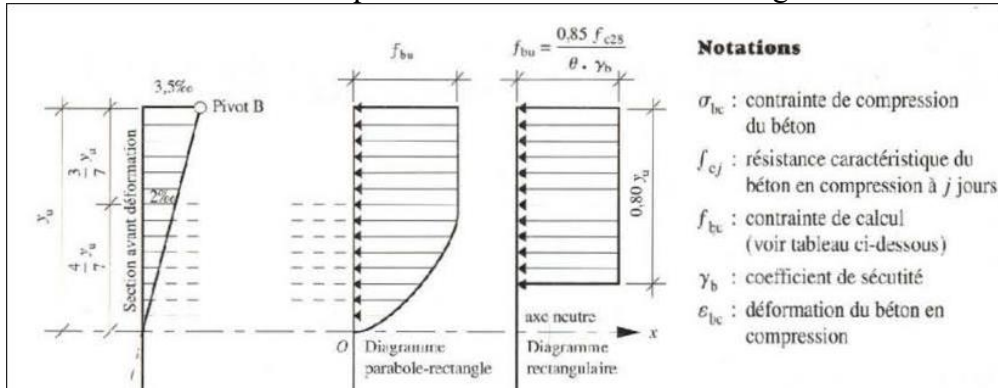
Combinaisons accidentelles  $\gamma_b = 1,2$

$\theta$  Fonction de la durée de la charge égal à :

$\theta$	Durée d'application
1	$> 24h$
0.9	$1 \leq \text{durée} \leq 24h$
0.85	Durée $< 24h$

Diagramme rectangulaire

Le diagramme rectangulaire simplifié est utilisé pour la section partiellement comprimée



### 1.5.1.3 Contrainte admissible de cisaillement

$$\tau_u = \text{Min} (0,2f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \text{Min} (0,15f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

La contrainte ultime de cisaillement est défini par rapport à l'effort tranchant ultime  $T_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d}$$

Avec

$b_0$  : largeur de la pièce.

$d$  : hauteur utile

### 1.5.1.4 Module de déformation longitudinal du béton

Module de déformation instantanée :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \quad \text{Avec } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$$

### 1.5.1.5 Module de déformation transversale

Coefficient de poisson

Il est pris égale à :

$\nu = 0,2$  pour ELS (béton non fissuré).

$\nu = 0,0$  pour ELU (béton fissuré).

## 1.5.2 Aciers

### 1.5.2.1 Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques servant de base aux justifications sont :

- La limite d'élasticité garantie  $f_e$  ; définie en MPa.

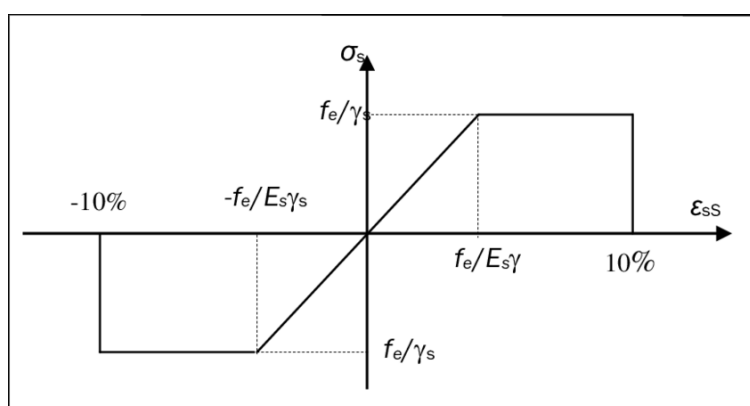
Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage  
**Table 1-2 Caractéristique des aciers**

types	Nuances	fe(MPa)
Ronds lisses	FeE215	215
	FeE235	235
Haute adhérence (HA)	FeE400	400
	FeE500	500
Fils HA	FeTE500	500
Fils tréfilés	TSL500	500

Le module de déformation longitudinale de l'acier  $E_s = 200\,000$  MPa

La masse volumique de l'acier est  $7850$  kg/m<sup>3</sup>.

**1.5.2.2 Le diagramme contraintes déformations est le suivant**



**Figure 1-4 Diagramme contrainte déformations de l'acier**

$\gamma$  est un coefficient de sécurité égal à :

- Combinaisons fondamentales  $\gamma_s = 1,15$
- Combinaisons accidentelles  $\gamma_s = 1,00$

**1.5.2.3 Contrainte limite de traction des armatures**

**Table 1-3 Contrainte limite des aciers longitudinaux**

Fissuration peu préjudiciable	$\sigma_{st} < f_e$ Pas de limite
Fissuration préjudiciable	$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$
Coefficient de fissuration	$\eta=1$ : pour des ronds lisses $\eta=1,6$ : pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm $\eta=1,3$ : pour les hautes adhérences avec $\Phi < 6$ mm

**1.6 Etats limites**

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :



***2 Chapitre02 :  
Prédimensionnement et  
descente des charges***

## 2.1 Prédimensionnement des éléments structuraux

### 2.1.1 Introduction

Le prédimensionnement en génie civil est une étape importante dans la conception d'une structure. Il consiste à déterminer les dimensions de tous les éléments de la structure (poteau, poutre, plancher, voile) selon le règlement avant de réaliser des calculs détaillés et des analyses plus précises.

### 2.1.2 Plancher en corps creux

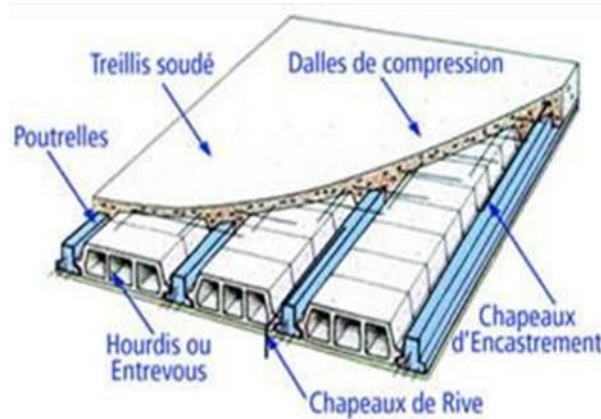


Figure2-1 Dessin d'un plancher en corps creux

Pour déterminer l'épaisseur du plancher on utilise la condition de flèche

$$h_t \leq \frac{l}{22,5}$$

Avec

L : la portée max d'une poutrelle

$$L_{max} = 4,67 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{467}{22,5} = 20,7 \text{ cm}$$

On prend  $h_t = 21 \text{ cm}$

On prend un plancher (16+5)

16 cm : corps creux

5 cm : Dalle de compression

### 2.1.3 Prédimensionnement des poutres

Les poutres seront prédimensionnées selon des formulaires données par des règlements

[BAEL91] et [RPA 2024]

#### 2.1.3.1 Poutre principale

D'après les règles BAEL91 on a :

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

8

$$L=5,75 \text{ m}$$

Avec

L : distance entre axe des poteaux on choisit la plus grande porté

$$\frac{575}{15} < h < \frac{575}{10}$$

$$33,13 \text{ cm} < h < 49,7 \text{ cm}$$

On prend pour P

$$h=45 \text{ cm}$$

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

La dimension de la poutre doit satisfaire les conditions du RPA2024

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 > 20 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad 45 > 30 \quad \text{CV}$$

$$(h/b) \leq 4 \quad (45/30) \leq 41,5 \leq 4 \quad \text{CV}$$

Donc P (30\*45) cm<sup>2</sup>

### 2.1.3.2 Poutre secondaire

On a :  $L=4.97 \text{ m}$

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

$$\frac{497}{15} < h < \frac{497}{10}$$

$$33,13 \text{ cm} < h < 49,7 \text{ cm}$$

On prend

$$h=40 \text{ cm}$$

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

La dimension de la poutre doit satisfaire les conditions du RPA2024

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 > 20 \quad \text{condition vérifiée}$$

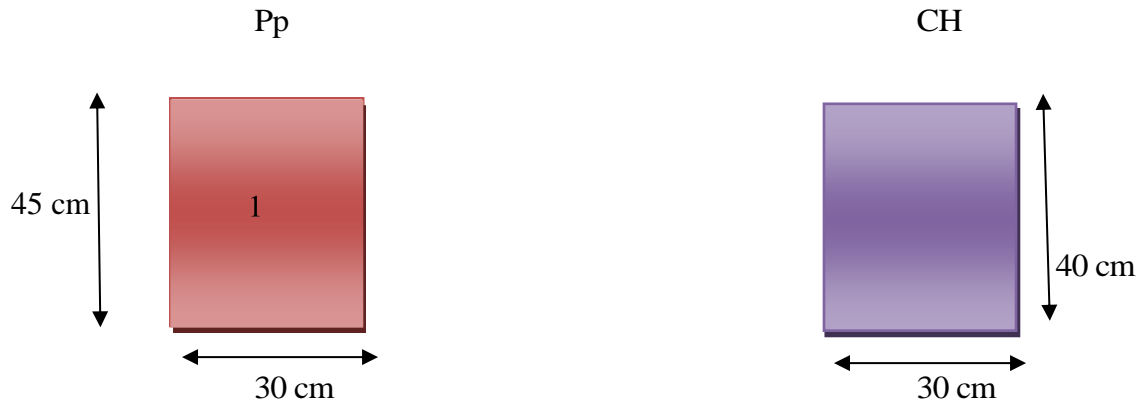
$$h \geq 30 \text{ cm} \quad 40 > 30 \quad \text{CV}$$

$$(h/b) \leq 4 \quad (40/30) \leq 41,33 \leq 4 \quad \text{CV}$$

Donc pour la poutre secondaire on prend la section (30\*40) cm<sup>2</sup>

**Tableau 2-1 Récapitulatif des dimensions des poutres**

	Poutres principales(cm <sup>2</sup> )	Poutres secondaires(cm <sup>2</sup> )
Sous-sol	P(30*45)	30*40
RDC	p(30*45)	30*40
Étages 1 jusqu'a 9	P(30*45)	30*40



**Figure 2-2 Dimensions des poutres secondaires et poutres principale**

### 2.1.4 Prédimensionnement des poteaux

On prend le poteau le plus sollicité de cet ouvrage

S : est la surface supporté par le poteau le plus défavorables= 15,8625 m<sup>2</sup>

On suppose un charge répartie moyenne P par étage :(P=1t/m<sup>2</sup>)

n : nombre de plancher n=11

Nu : Etant la charge verticale

$$Nu = P * S * n$$

$$Nu = 1 * 15,8625 * 11$$

$$Nu = 174,4875 \text{ tonnes} = 1,744875 \text{ MN}$$

Br : section réduite : on choisi un poteau carré

$$B_r \geq (a - 0,02)^2 B_r \geq \frac{\beta * N_u}{\frac{F_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 * F_e}{100 * \gamma_s}}$$

$\beta$ :Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 * (\lambda / 35)^2 \quad \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0,85 * (\lambda)^2 / 1500 \quad 50 < \lambda < 70$$

On fixe l'élanement mécanique  $\lambda = 35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée

Donc  $\beta = 1,2$

Avec :

$$\gamma_s=1,15 \text{ (cas général)}$$

$$F_e= 400 \text{ MPA}$$

$$\gamma_b=1,5 \text{ (cas générale)}$$

$$\theta=1(>24h)$$

$$F_{c28}=25 \text{ MPa}$$

$$F_{bc}=\frac{0,85 \cdot F_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$B_r \geq \frac{1,2 \cdot 1,744875}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \cdot 400}{100 \cdot 1,15}}$$

$$B_r \geq 0,1121 \text{ m}^2 \text{ et } B_r \geq (a-0,02)^2 \geq 0,1121 \text{ m}^2$$

$$a \geq \sqrt{B_r} + 0,02 \longrightarrow a \geq \sqrt{0,1121} + 0,02 \longrightarrow a \geq 0,3548 \longrightarrow a=b=50 \text{ cm}$$

#### 2.1.4.1 Vérification des conditions de RPA 2024 (zone III)

$$\min(a,b) \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow a=50\text{cm} \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV}$$

$$\min(a,b) \geq \frac{h}{20} \longrightarrow a=50 \geq \frac{306}{20} \longrightarrow \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \longrightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} \leq 4 \longrightarrow \text{cv}$$

#### 2.1.4.2 Vérification les poteaux les plus sollicités au flambement

- Poteau sous-sol

Le moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \cdot b^3}{12} = \frac{50 \cdot 50^3}{12} = 520833,333 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$A = a^2 = 50^2 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{341718,75}{2025}} = 12,99 \text{ cm}^2$$

Elancement mécanique :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

$$l_0 = 3,06 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{2,142}{12,99} = 16,489 < 35 \quad \text{condition vérifier}$$

**Tableau 2-2 Récapitulatif du poteau**

Poteau	N Étage	S(m <sup>2</sup> )	N <sub>U</sub> M N)	Br	(a*b)(c m)	L0(m)	Lf(m)	A(m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	i(m <sup>4</sup> )	λ	Condition
sous- soul	11	15,86	1,745	0,1121	(50*50)	3,06	2,142	0,2500	0,00520	0,1442	16,49	CV
RDC	10	15.86	1,586	0,1018	(50*50)	4,08	2,856	0,2500	0,00520	0,1442	22,02	CV
Etage 1	9	15.86	1,427	0,0945	(50*50)	3,06	2,142	0,2500	0,00520	0,1442	20,89	CV
Etage 2	8	15.86	1,268	0,0814	(45*45)	3,06	2,142	0,2025	0,00341	0,1297	20,89	CV
Etage 3	7	15.86	1,11	0,0712	(45*45)	3,06	2,142	0,2025	0,00341	0,1297	20,89	CV
Etage 4	6	15.86	0,951	0,061	(45*45)	3,06	2,142	0,2025	0,00341	0,1297	27,28	CV
Etage 5	5	15.86	0,793	0,051	(45*45)	3,06	2,142	0,2025	0,00341	0,1297	27,28	CV
Etage 6	4	15.86	0,634	0,041	(40*40)	3,06	2,142	0,1600	0,00213	0,1153	27,28	CV
Etage 7	3	15.86	0,475	0,0304	(40*40)	3,06	2,142	0,1600	0,00213	0,1153	27,28	CV
Etage 8	2	15.86	0,317	0,0203	(40*40)	3,06	2,142	0,1600	0,00213	0,1153	27,28	CV
Etage 9	1	15,86	0,158	0,0101	(35*35)	3,06	2,142	0,1225	0,00125	0,1010	27,28	CV

### 2.1.5 Prédimensionnement des voiles

D'après Le RPA 2024

L : porté du voile.

a: Epaisseur du voile.

L'article (7.7.1RPA2024) nous dit que «l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm» ; de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$a \geq (h_e/20; h_e/20 ; h_e/20)$  selon le cas qui se présente

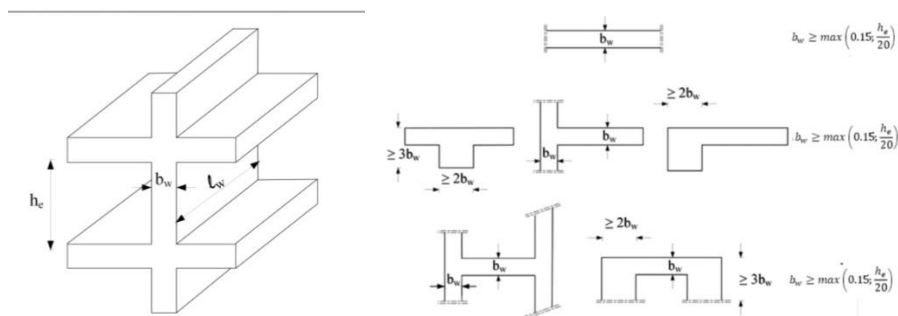


Figure 2-3 Section réduite du voile.

Donc :

$$a \geq \max (h_e / 20 ; 15\text{cm})$$

Pour RDC :

$$h_e = 408\text{cm}$$

$$a \geq \max (408 / 20 ; 15\text{cm})$$

$$a \geq \max (20,4 ; 15\text{cm})$$

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

Pour sous-sol et autre étage

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

$$a \geq \max (306 / 20 ; 15\text{cm})$$

$$a \geq \max (15,3 ; 15\text{cm})$$

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

**Tableau 2-3 Dimension des voiles**

Niveau	he(cm)	a(cm)
Sous sol	3,06	20
RDC	4,08	20
1er ;9eme étages	3.06	20

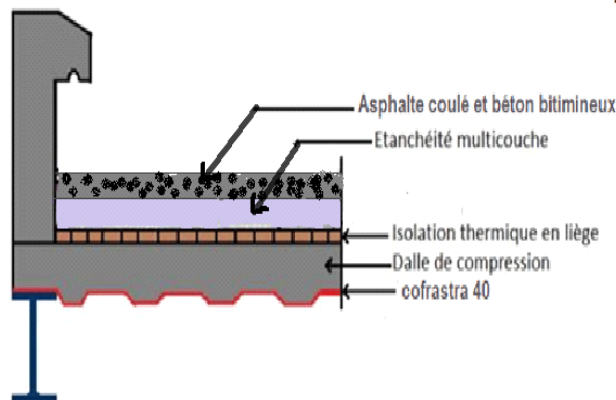
## 2.2 Descente des charges

### 2.2.1 Introduction

La descente de charges consiste à déterminer les charges surfaciques permanentes et d'exploitation, des différents planchers qui composent le bâtiment.

### 2.2.2 Evaluation des charges

#### 2.2.2.1 Plancher terrasse inaccessible



**Figure 2-4 Plancher terrasse inaccessible**

**Tableau 2-4 charge permanents et exploitation de plancher terrasse inaccessible**

Designation	(KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	20	0.05	1
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.08	1.76
Isolation thermique en liège	4	0.04	0.16
Dalle en corps creux (16+5)			2.99
Enduiten plâtre	10	0.02	0.20
			G=6.23KN/m <sup>2</sup>
			Q=1KN/m <sup>2</sup>

### 2.2.2.2 Plancher étage courant

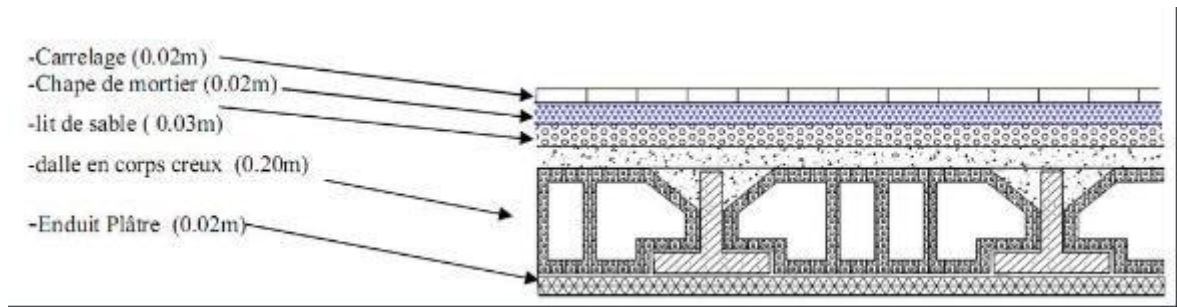


Figure 2-5 Plancher étage courant

La charge d'exploitation

Surcharge d'exploitation (plancher RDC, commercial) :  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation (plancher étage 1 à 3 ; bureaux) :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation (plancher étage 4 à 9 ; logement) :  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau 2-5 Charge permanente de plancher étage courant

Designation	( $\text{KN/m}^3$ )	e(m)	G ( $\text{KN/m}^2$ )
Cloison intérieur			1
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle en corps creux (16+5)			2.99
Enduiten plâtre	10	0.02	0.20
			<b>G=5.35KN/m<sup>2</sup></b>

### 2.2.2.3 Murs

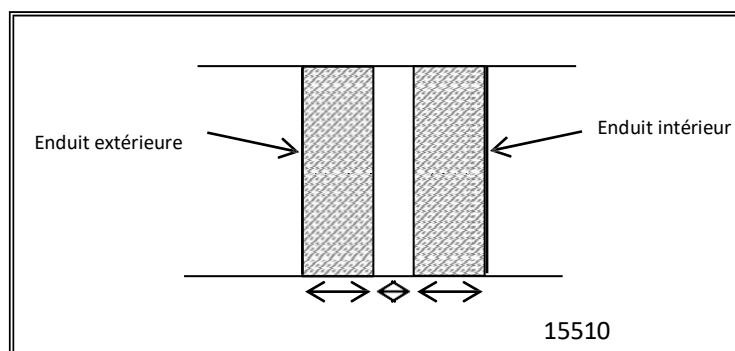


Figure 2-6 Remplissage en double cloisons

**Tableau 2-6 Charge permanente du mur extérieur**

Designation	(KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur	20	0.02	0.4
Brique creuse (15cm)	9	0.15	1.35
Brique creuse (10cm)	9	0.1	0.90
Enduit intérieur	20	0.02	0.4
			G=3.05

Remarque :

Les murs peuvent être avec ou sans ouverture donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouverture :

\*Murs avec portes (90% G)

\*Murs avec fenêtres (80%G)

\*Murs avec portes et fenêtres (70%G)

#### 2.2.2.4 Escalier

- Palier

**Tableau 2-7 Charge de palier**

Designation	(KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	22	0.02	0.44
Poids propre de palier	25	0.17	4.25
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
			G=5.45KN/m <sup>2</sup>
			Q=2.5 KN/m <sup>2</sup>

• Paillasse :

**Tableau 2-8 Charge de paillasse**

Designation	(KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier horizontale	20	0.02	0.40
Carrelage contre marche	$20 \times \frac{0.17}{0.3}$	0.02	0.23
Mortier verticale	$20 \times \frac{0.17}{0.3}$	0.02	0.23
Paillasse en BA	25	0.17	4.25
Enduiten plâtre	10	0.02	0.20
Contre marche	25	0.17/2	2.125
			G=7.835 KN/m <sup>2</sup>
			Q=2.5 KN/m

**2.3 Conclusion**

Dans ce chapitre Cela représenterait une première étape et serait la base même de justification en matière de résistance, de stabilité et de durabilité de l'ouvrage, puisqu'on serait en mesure d'avoir une idée sur les dimensions des éléments de structure afin d'éviter un surdimensionnement de l'acier et du béton

# ***3 Chapitre3 : Etude des éléments secondaire***

### 3.1 Escalier

Dans un immeuble, la circulation verticale se fait par des escaliers ou par un ascenseur. L'escalier est composé d'une ou plusieurs volées comprenant des marches et des paliers

H : Hauteur d'étage

g : Giron

ep : épaisseur de paillasse

h : hauteur de la contremarche

L : la longueur de la paillasse

n : nombre de contre marche

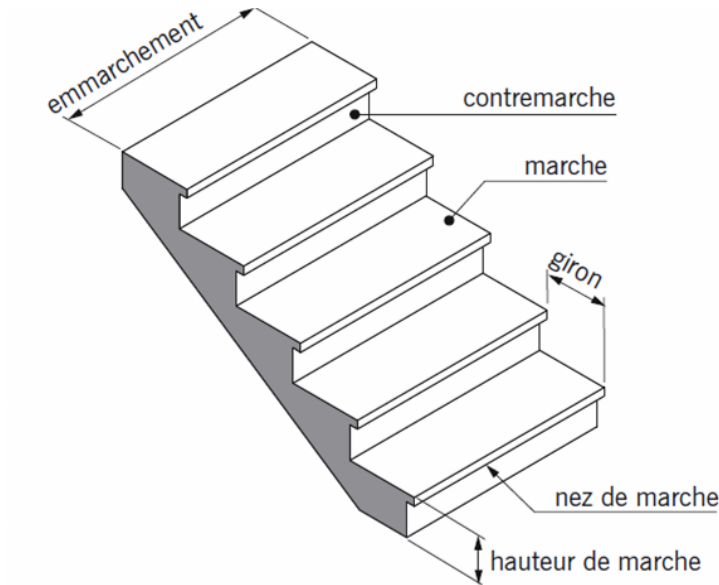
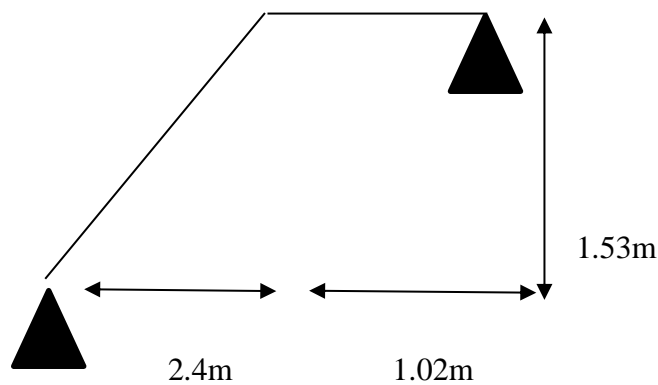


Figure 3-1 Schéma de l'escalier

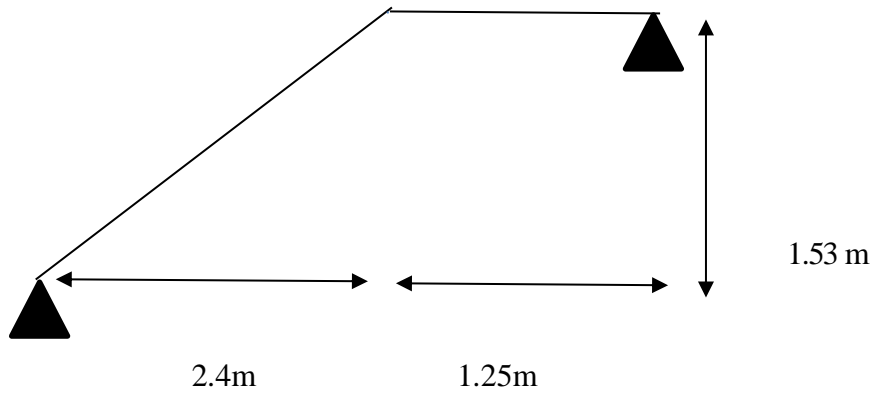
#### 3.1.1 Les différents types des escaliers

Dans notre cas, nous avons 5 types de volées qui sont présentés ci-dessous :

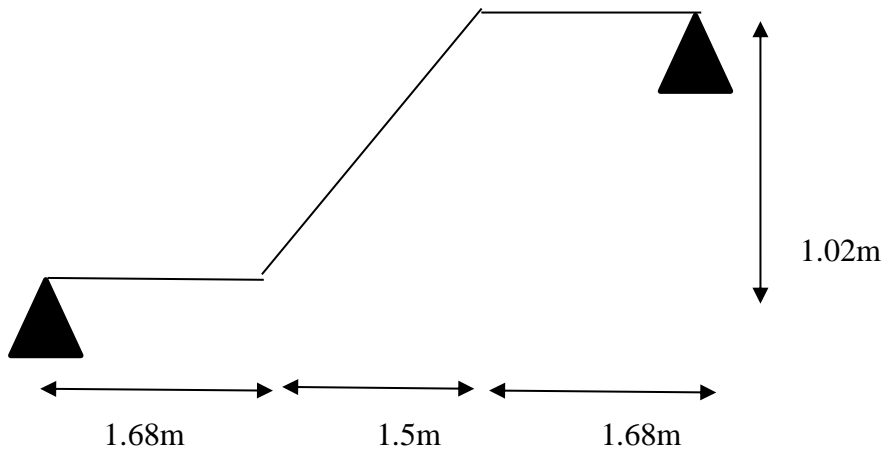
Type 01 :



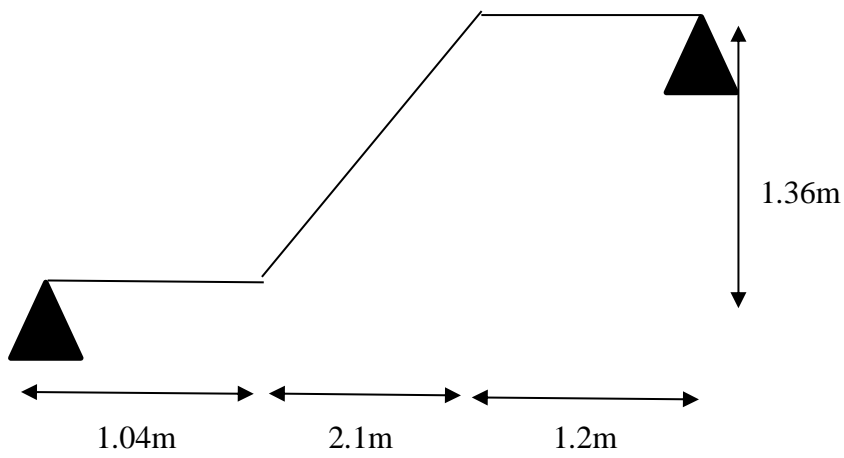
Type02 (sous-sol) :



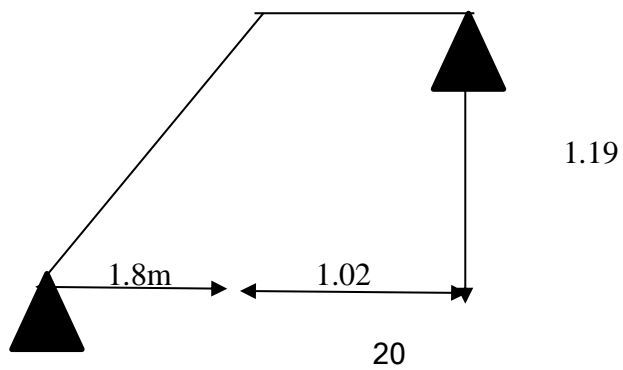
Type 3 :



Type 4 :



Type 05 :



### 3.1.2 Prédimensionnement :

Nous utilisons la formule de BLANDEL :

Hauteur de la marche :  $16.5 < h < 17.5 \text{ cm}$  → on prend  $h=17 \text{ cm}$

Le Giron :  $60 < 2h+g < 64 \text{ cm}$  → on prend  $g=30 \text{ cm}$

Nombre de marche :  $n = 3.06/17=18$  contremarches (8 contremarches par volée).

$L_v = ((n/2) - 1).g \Rightarrow L = 30 \times 8 = 240 \text{ m}$ .

$H_v = (n/2).h = 9 \times 17 = 153$

L'inclinaison de la paillasse

$\tan \alpha = \frac{153}{240} = 0.637 \quad \alpha = 32.517$

Épaisseurs des paillasses

$L / 30 \cos \alpha \leq e_p \leq L / 20 \cos \alpha$       L : Longueur de la paillasse  
e : Epaisseur de la paillasse

$$\frac{240}{30 \cos 32.517} \leq e_p \leq \frac{240}{20 \cos 32.517}$$

$9,48 \leq e_p \leq 14,23$       On prend :  $E_p = 15 \text{ cm}$

Epaisseurs Paliers

Le palier est de 15cm comme la paillasse.

$L_p / 20 \leq e_p \leq L_p / 15$

**Tableau 3-1 Description des escaliers**

Type	Nombre de marches	Nombre de contre marches	G
1	7	8	30
2	7	8	30
3	4	5	30
4	6	7	30
5	4	5	30

### 3.1.3 Charges et surcharges

- Palier

☐ Charge permanente :  $G=4.95 \text{ KN/m}^2$  Charge d'exploitation :  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

- paillasse

☐ Charge permanente :  $G=7,05 \text{ KN/m}^2$  ☐ Charge exploitation :  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

### 3.1.4 Combinaisons des charges

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

A l'état limite ultime :

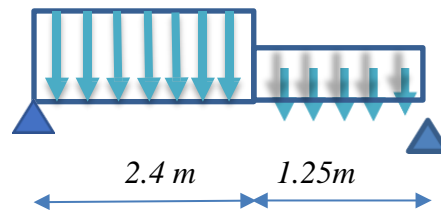
$$Q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

A l'état limite service :  $q_{ser} = G + Q$

**Tableau 3-2 Combinaison des charges de l'escalier.**

	G(KN/M <sup>2</sup> )	Q(KN/M <sup>2</sup> )	QU(KN/M <sup>2</sup> )	QSER(KN/M <sup>2</sup> )
Palier	4.95	2,5	10.432	7.45
Paillasse	7,05	2,5	13.267	9.55

### 3.1.5 Calcul de type 02 :



- **Elu**

$$\sum F_v = 0 \quad R_A + R_B - (13.26 \times 2.4) - (10.43 \times 1.25) = 0$$

$$R_A + R_B = 44.86 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = (13.26 \times 1.20 \times 2.4) + (10.43 \times 1.25 \times 3.025) - R_B \times 3.65$$

$$R_A = 23.6 \text{ KN} \quad R_B = 21.26 \text{ KN}$$

Les moments fléchissant et l'effort tranchant

#### **0 < x < 2.4**

$$M(x) = R_A \times x - Q_u \times x^2 / 2 = 23.6 x - 13.26 x^2 / 2$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2.4) = 18.45 \text{ KN.m}$$

$$M'(x) = R_A - q_u \times x \quad \text{donc } x = 1.77 \text{ m } [0 ; 2.4]$$

$$M_{\max} = M(1.77) = 21 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_A - q_u \times x \quad T(x) = 23.6 - 13.26x$$

$$T(0) = 23.6 \text{ KN}$$

$$T(2.4) = -8.22 \text{ KN}$$

#### **2.4 ≤ x ≤ 3.65**

$$M(x) = 23.6 x - 31.82 \times \left(x - \frac{2.4}{2}\right) - 10.43 \times \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$

$$M(2.4) = -18.45 \text{ KN.m}$$

$$M(3.65) = 0.032 \text{ KN.m}$$

$$T(2.4) = -8.22 \text{ KN}$$

$$T(3.65) = -21.25 \text{ KN}$$

- **ELS**

$$\sum F_v = 0 \quad R_A + R_B - (7.45 \times 1.25) - (9.55 \times 2.4) = 0 \quad R_A + R_B = 32.23 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = (7.45 \times 1.20 \times 2.4) + (9.55 \times 1.25 \times 3.025) - R_B \times 3.65 \quad R_A = 16.46 \text{ KN} \quad R_B = 15.77$$

Les moments fléchissant et l'effort tranchant

**0 < x < 2.4**

$$M(x) = R_A x - 9.55 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2.4) = 12 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_A - q_u \times x \quad T(x) = 16.46 - 9.55x$$

$$T(0) = 16.46 \text{ KN}$$

$$T(2.4) = -6.46 \text{ KN}$$

$$M'(x) = R_A - q_u \times x \quad \text{donc } x = 1.72 \text{ m } [0 ; 2.4]$$

$$M_{\max} = M(1.72) = 14.17 \text{ KNm}$$

**2.4 < x < 3.65**

$$M(x) = 16.46x - 22.92 \times \left(x - \frac{2.4}{2}\right) - 7.45 \times \frac{(x-2.4)^2}{2}$$

$$M(2.4) = 12 \text{ KN.m}$$

$$M(3.65) = -1.89 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_A - 9.55 \times 2.4 - 7.45 \times (x - 2.4)$$

$$T(2.4) = -6.46 \text{ KN}$$

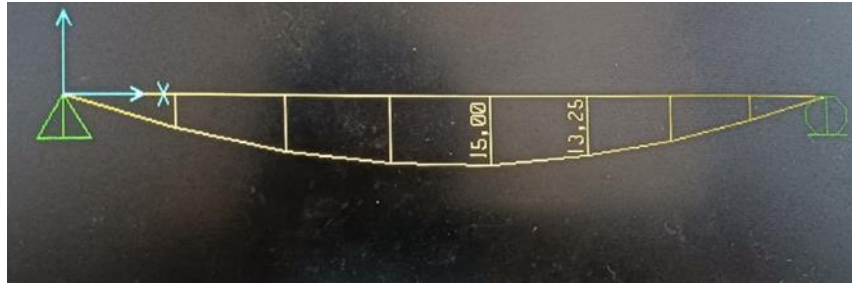
$$T(3.65) = -15.77 \text{ KN}$$

**3.1.6 Les moments fléchissant et l'effort tranchant (type 2):**

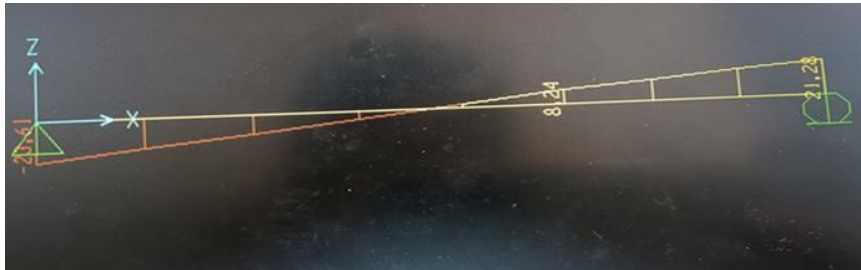
- **Elu :**



- ELS :



- ELU :



- ELS :

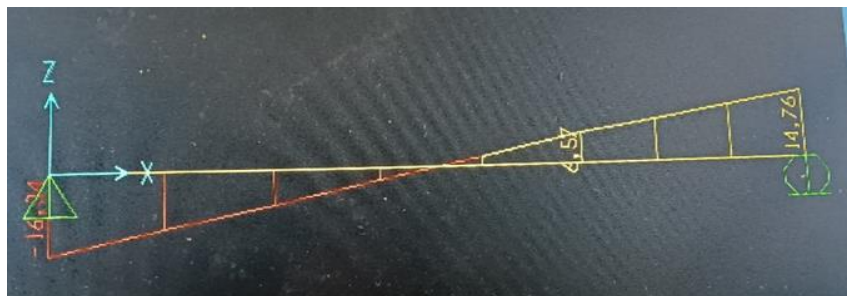


Tableau 3-3 Les efforts internes pour les différents types d'escaliers

TYPES	MUMAX (KN.m)	TUMAX (KN)	MS MAX(KN.m)	TSMAX (KN)
1	18.29	22.26	13.15	16.01
2	21	23.6	14.1	16.46
3	34.76	27.48	24.93	19.68
4	29.32	25.73	21.07	18.45
5	12.46	18.18	8,95	13,03

### 3.1.7 Calcul des armatures longitudinales à ELU

On détermine les sections des armatures longitudinales en appui et en travée :

Avec  $b=1\text{m}$ ,  $h=0.15\text{m}$ ,  $d=0.135\text{m}$ ,  $F_e=400\text{MPa}$ ,

$M_u=21\text{KN.m}$

$M_s= 14.17\text{KN.m}$

- Entravée

$M_u (\text{travée})=21*0.85=17.85\text{KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{17.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0.069 < 0.392 \quad (\text{Section simple armature})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.069}) = 0.089$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.089) = 0.130 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 3.94 \text{ cm}^2$$

On prend 4 T12 = 4.52 cm<sup>2</sup>

- **En appui**

$$M_u (\text{appui}) = 21 \times 0.5 = 10.5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0.040 < 0.392 \quad (\text{Section simple armature})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.040}) = 0.051$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.089) = 0.132 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 2.28 \text{ cm}^2$$

On prend 3 T12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

### 3.1.8 Choix des armatures et les espacements

- **Armatures longitudinales**

D'après le RPA2024, le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est donnée par :

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures**

$$St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \text{ (BAEL91)}$$

$$St < \min(45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) \text{ cv}$$

On prend St = 15 cm

- **Les armatures de répartitions**

D'après le BAEL91 la quantité d'armatures de répartition dans le cas où il y a que des charges réparties est au moins égal à  $A_{st}/4$

$$\text{En travée} \quad A_r = 4.52 / 4 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend} \quad A_r = 4\text{T}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En appui} \quad A_r = 3.39 / 4 = 0.847 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend} \quad A_r = 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### 3.1.9 Vérification à ELS

D'après (C.B.A.93) : les escaliers sont protégés (couverts), ils sont soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que :

Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **En travée**

Position de l'axe neutre :

Avec  $b=100$  cm,  $n = 15$ ,  $d =0.135$  m,  $f_e=400$  MPA,  $d'=0.015$ ,  $A_{st}=4.52$  cm<sup>2</sup>

$$\frac{b}{2}x^2 + 15A_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x)=0$$

$$X=3.65$$
 cm

Moment d'inertie de la section :

$$I=\frac{b}{3}x^3 + 15A_{sc}(x - d')^2 + 15A_{st}(d - x)^2$$

$$I=7022.20$$
 cm<sup>4</sup>

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.012 \times 0.0365}{7022.20 \times 10^{-8}} = 6.25$$
 MPa

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad cv$$

- **En appui**

Position de l'axe neutre :

Avec  $b=100$  cm,  $n = 15$ ,  $d =0.135$  m,  $f_e=400$  MPA,  $d'=0.015$ ,  $A_{st}=3.39$  cm<sup>2</sup>

$$\frac{b}{2}x^2 + 15A_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x)=0$$

$$X=6.33$$
 cm

Moment d'inertie de la section :

$$I=\frac{b}{3}x^3 + 15A_{sc}(x - d')^2 + 15A_{st}(d - x)^2$$

$$I=11068.68$$
 cm<sup>4</sup>

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.007085 \times 0.0633}{11068.68 \times 10^{-8}} = 4.051$$
 MPa

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad cv$$

### 3.1.10 Vérification au cisaillement : D'après le(C.B.A.93)

La contrainte tangentielle doit satisfaire la condition suivante :  $\tau < \tau_u$

$$\tau_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 2.5$$
 MPa

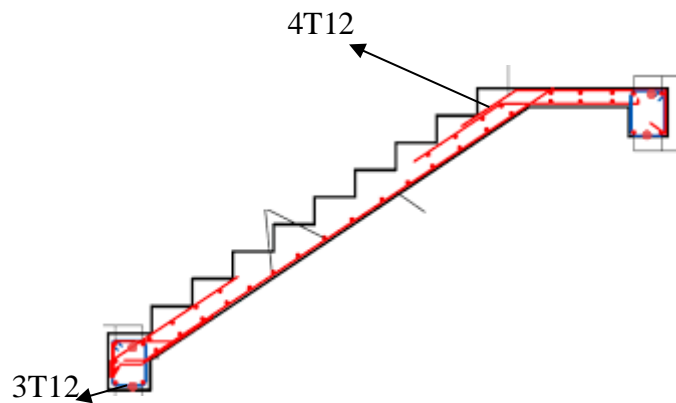
Donc :  $0.174 < 2.5$  condition vérifiée

### 3.1.11 Tableau récapitulatif du ferrailage de l'escalier

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 3-4 Récapitulatif du ferrailage de l'escalier**

	Ast calculé		Ast choisie	
	Travée (cm <sup>2</sup> )	Appui(cm <sup>2</sup> )	Traveé (cm <sup>2</sup> )	Appui (cm <sup>2</sup> )
Type 1	3.71	1.35	4T12=4.52	3T12=3.39
Type 2	3,94	2.28	4T12=4.52	3T12=3.39
Type 3	5.21	3.45	4T14=6.16	3T14=4.62
Type 4	5.039	3.20	4T14=6.16	3T14=4,62
Type 5	3.67	1.32	4T12=4.52	3T12=3.39



**Figure 3-2 Dessin de ferrailage de volée**

## 3.2 Étude de la poutre palière

### 3.2.1 Prédimensionnement

D'après le règlement BEAL91 on a

$$l/15 < h < l/10 \text{ avec}$$

l : la distance entre les poteaux

h : hauteur de la poutre

$$365/15 < h < 365/10 \quad \longrightarrow \quad 24.33 < h < 36.5$$

En prend  $h=35$

$$0.3h < b < 0.7h \quad 10.5 < b < 24.5$$

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

D'après le RPA2024 :

$$B \geq 20 \text{ cm} \quad 30\text{cm} > 25\text{cm} \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad 35\text{cm} > 30\text{cm} \quad \text{C.V}$$

$$h/b < 4 \quad 1.16 < 4 \text{ C.V}$$

### 3.2.2 Charges supportées par la poutre

Poids propre de la poutre :  $G_1 = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,62 \text{ KN/m}$

Poids propre du mur :

$$G_2 = h \times G_{\text{paroi}} = 2,76 \times 3,05 = 8,41 \text{ KN/m}$$

Alors :

$$G_p = 11,03 \text{ KN/m}$$

Réaction de l'escalier :

$$T_{\text{max}} = R_a / L / 2 = 23,6 / 1,825 = 12,93 \text{ KN}$$

$$T_{\text{smax}} = 16,46 / 1,825 = 9,01 \text{ KN}$$

### 3.2.3 Combinaison d'action

•ELU :

$$q_u = 1,35G + T_{\text{max}}$$

$$q_u = 1,35 \times 11,03 + 12,93 = 27,82 \text{ KN/ml}$$

•ELS:

$$q_s = G + T_{\text{max}}$$

$$q_s = 11,03 + 9,01 = 20,04 \text{ KN/ml}$$

### 3.2.4 Calcul du moment fléchissant et efforts tranchants

$$M = ql^2 / 8$$

$$T_u = ql / 2$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = 0,5M$$

$$\text{Moment en travail : } M_t = 0,85M$$

**Tableau 3-5 Les moment fléchissant et efforts tranchants**

Combinaisons	M(KN.m)	Ma (kN.m)	Mt(KN.m)	V max (kN)
ELU	44,07	22,03	37,459	50,77
ELS	31,74	15,87	26,97	36,57

### 3.2.5 Calcul de ferrailage

• Entravée

$$M_u (\text{travée}) = 37,459 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{37,459 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,088 < 0,392 \quad (\text{Section simple armature})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,088}) = 0,115$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,089) = 0,30 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 3.58 \text{ cm}^2$$

On prend 4 T12 = 4.52 cm<sup>2</sup>

- **En appui**

Mu (appui) = 22.03 = KN.m

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{22.03 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315^2 \times 14.17} = 0.052 < 0.392 \quad (\text{Section simple armature})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.052}) = 0.066$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.315(1 - 0.4 \times 0.066) = 0.306 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 2.43 \text{ cm}^2$$

On prend 3 T12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

### 3.2.6 Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$A_{st} \geq 1.14 \text{ cm}^2$  condition vérifiée

### 3.2.7 Vérification à ELS

- **En travée**

Position de l'axe neutre :

Avec b=30 cm, n = 15, d = 0.315 m, fe=400 MPA, d'=0.035, Ast=4.52 cm<sup>2</sup>

$$\frac{b}{2}x^2 + 15A_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$X = 9.88 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15A_{sc}(x - d')^2 + 15A_{st}(d - x)^2$$

$$I = 41335.677 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.02697 \times 0.0988}{41335.677 \times 10^{-8}} = 6.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{cv}$$

- **En appui**

Position de l'axe neutre :

Avec b=30 cm, n = 15, d = 0.315 m, fe=400 MPA, d'=0.034, Ast=3.39 cm<sup>2</sup>

$$\frac{b}{2}x^2 + 15A_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$X = 8.77 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15A_{sc}(x - d')^2 + 15A_{st}(d - x)^2$$

$$I = 33017.06 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = 4.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{cv}$$

### 3.2.8 Vérification au cisaillement

D'après le (C.B.A.93) :

- **La contrainte tangentielle**

Doit satisfaire la condition suivante :  $\tau < \tau_U$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0.05077}{0.3 \times 0.315} = 0.537 \text{ MPa}$$

$V_u$  ; l'effort tranchant ELU

$$\tau_U = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau < \tau_U \quad \text{cv}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\emptyset t \leq \min (\emptyset_l ; h/35 ; b/10)$$

$$\emptyset t < \min (1,2 ; 35/35 ; 30/10)$$

$$\emptyset t \leq 1 \text{ cm}$$

On adopte un diamètre transversal égale à :  $\emptyset t = 8 \text{ mm}$ .

- **Calcul de l'espacement**

D'après le RPA2024

Zone Nodale :

$$St \leq \min (h/4 ; 24\emptyset t ; 17.5 \text{ cm} ; 6\emptyset l)$$

On prend  $st = 7 \text{ cm}$

Zone courante :

$$St \leq h/2 = 35/2$$

On prend  $St = 15 \text{ cm}$

### 3.2.9 Vérification de la flèche

$h=35\text{cm}$

$L$  : Distance entre appuis =  $3.65\text{m}$

$h/l > 1/16$

$0.35/3.65 > 1/16$

$0.095 > 0.0625$  c.v

$h/l > (M_s/10M_u) \longrightarrow 0.095 > 0.071$  c.v

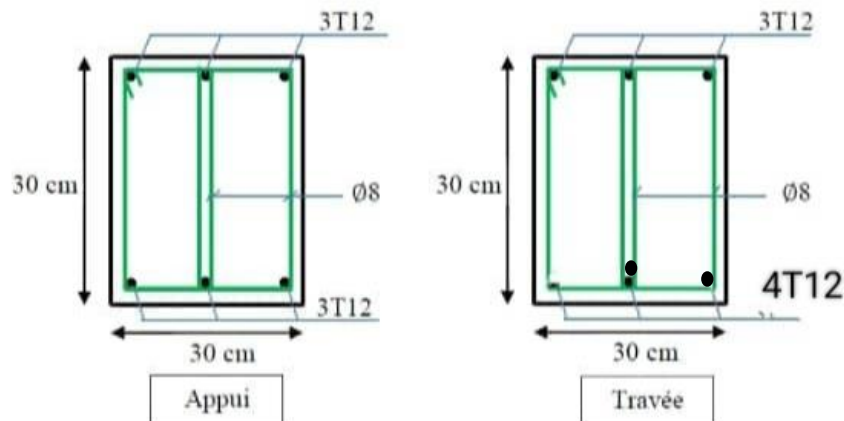
$(A_{st \text{ appuis}}/b \times d) \leq 4.20/f_e \longrightarrow 0.0035 \leq 0.0105$  c.v

Donc la flèche est vérifiée

### 3.2.10 Récapitulatif du ferrailage de la poutre palière

**Tableau 3-6 Récapitulatif du ferrailage de la poutre palière**

	Ferrailage calculé (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage choisi (cm <sup>2</sup> )	Armature (mm) transversale	Espacement (cm)
En travée	4.27	4.52	8	7 : zone nodale
En appui	2.43	3.39		15 : zone courant



### 3.3 L'acrotère

Elle est considérée comme une console verticale encastrée au niveau du plancher, avec :

- La hauteur  $h=60\text{ cm}$
- L'épaisseur  $e_p=15\text{ cm}$

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre de largeur.

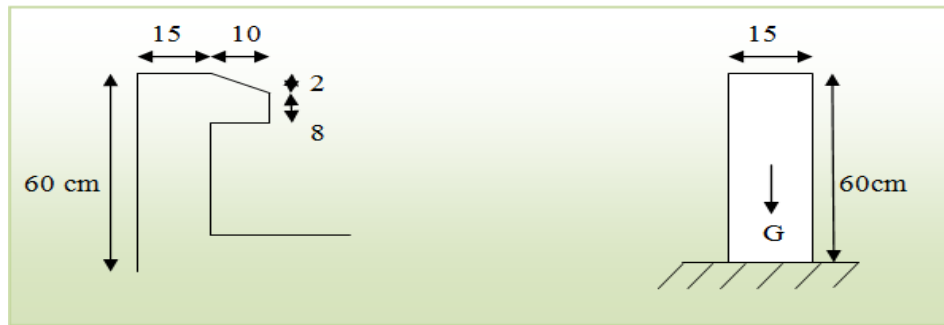


Figure 3-3 Schéma de dimension de l'acrotère

### 3.3.1 Calcul de l'acrotère en béton armé

Sollicitations

#### 3.3.1.1 Poids propre

$$S = \frac{0,02 * 0,1}{2} + (0,08 * 0,1) + (0,6 * 0,15)$$

$$S=0,99 \text{ m}^2$$

$$G=0,99*25=2,475 \text{ kN/ml}$$

#### 3.3.1.2 Surcharge

Q= 1 kN/ml une surcharge due à l'application de la main courante

$$N_u=1,35*G=1,35*2,475=3,341 \text{ kN/ml}$$

$$M_u=1,5*Q*h=1,5*1*0,6=0,9 \text{ kN.m}$$

#### 3.3.1.3 Enrobage

Fissuration préjudiciable

On prend  $C=c'=2,5 \text{ cm}$

$$\text{L'excentricité : } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,341}$$

$$e = 0,27$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,07 \text{ m} < e = 0,27 \text{ m}$$

$$d=0,9*h$$

$$d=13 \text{ cm}$$

$$N_u(d - c') - M_a \leq (0,337 - 0,81c')bd^2f_{bc}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma} = \frac{0,85 * 25}{1 * 1,5}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Avec :

$\gamma$  : Coefficient de sécurité  $\gamma = 1,5$  (cas générale)

$\theta$  : Coefficient d'application  $\theta=1$  (charge >24h)

$$M_a = N_u * e_a$$

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,27 + \left(0,13 - \frac{0,15}{2}\right) = 0,325$$

$$M_a = 3,341 * 0,325 = 1,086 \text{ kn.m}$$

$$3,341(0,13 - 0,02) - 1,086 \leq (0,337 * 0,15 - 0,81 * 0,025) * 1 * 0,13^2 * 14,17 * 10^3$$

$$-0,72 \text{ kN.m} \leq 7,265 \text{ kN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée

Le calcul se fait par une section rectangulaire ( $b \cdot h$ ) = (100\*15) cm<sup>2</sup>

### 3.3.2 Calcul du ferrailage à ELU

$$M_{au} = 1,103 \text{ kn.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{au}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,01103}{1 * 0,13^2 * 14,17} = 0,046$$

$$\mu_u = 0,046 \leq \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{Simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u})$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,043}) = 0,058$$

$$z = d * (1 - 0,4 * \alpha)$$

$$z = 0,13 * (1 - 0,4 * 0,058) = 0,127 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} * \left(\frac{M_a}{z} - N_u\right)$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,826} * \left(\frac{0,001103}{0,127} - 0,003341\right) = 0,153 \text{ cm}^2$$

$$A_{stmin} \geq 0,23 * b * h * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 * f_{c28}$$

$$= 0,6 + 0,06 * 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{stmin} \geq 0,23 * 1 * 0,135 * \frac{2,1}{400}$$

$$A_{stmin} \geq 1,811 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit avec  $A_{stmin}$  : 4T8=2,01 cm<sup>2</sup>

**3.3.3 Vérification des contraintes à ELS**

$N_s = G = 2,475 \text{ kn/ml}$

$M_s = Q * h = 1 * 0,6 = 0,6 \text{ kn.m}$

$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{2,475} = 0,242 \text{ m}$

$P = -3 * \left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6 * n * A_{st}}{b} * \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$

$P = -3 * \left(0,242 - \frac{0,15}{2}\right)^2 + \frac{6 * 15 * 2,01 * 10^{-4}}{1} * \left(0,242 - \frac{0,15}{2} + 0,13\right)$

$P = -0,078 \text{ m}^2$

$q = 2 * \left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6 * n * A_{st}}{b} * \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$

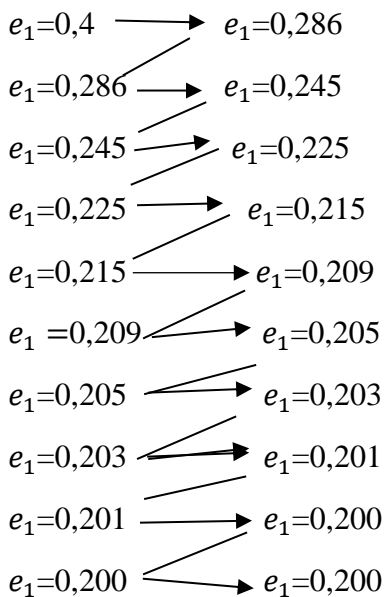
$q = 2 * \left(0,242 - \frac{0,15}{2}\right)^3 - \frac{6 * 15 * 2,01 * 10^{-4}}{1} * \left(0,242 - \frac{0,15}{2} + 0,13\right)^2$

$q = 0,011 \text{ m}^2$

Méthode des itérations successives :

$e_1 = \frac{-e_1^3 - q}{p}$  Ou  $e_1 = \sqrt[3]{-p * e_1 - q}$

On prend une valeur de  $e_1 = 0.4 \text{ m}$



On prend la valeur de  $e_1 : 20\text{cm}$

$x = \frac{h}{2} + e_1 - e$

$x = \frac{0,15}{2} + 0,20 - 0,242$

$$x = 0,033\text{m} = 3,3 \text{ cm}$$

$$S = \frac{b * x^2}{2} - n * A_{st} * (d - x)$$

$$S = \frac{1 * 0,033^2}{2} - 15 * 2,01 * 10^{-4} * (0,13 - 0,033)$$

$$S = 0,000252 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s * x}{s} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \sigma_{st} = \frac{n * N_s * (d - x)}{s} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2,475 * 10^{-3} * 0,033}{0,000236} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,346 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) \longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration pour HA

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 * f_{c28} = 0,6 + 0,06 * 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,66; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2,475 * 10^{-3} * 0,033}{0,000236} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,346 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 * 2,475 * 10^{-3} * (0,13 - 0,033)}{0,000236} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15,26 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

On prend  $4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$

### 3.3.4 Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d}$$

$$T_u = 1,5 * Q = 1,5 * 1 = 1,5 \text{ kn/m}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 * 10^{-3}}{1 * 0,13}$$

$$\tau_u = 0,011 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1 * f_{c28}, 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,011 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### 3.3.5 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après le RPA 99 les éléments non structuraux doivent être vérifiés des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p < 1,5Q$$

A : coefficient d'accélération de zone      A = 0,15

C<sub>p</sub>: Facteur de force horizontal      C<sub>p</sub>=0,8

W<sub>p</sub> : Poids propre de l'acrotère      W<sub>p</sub> = 2 ,475KN

$$F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,475 < 1,5 * 1$$

$$F_p = 1,19 \text{ kn} < 1,5 \text{ kn} \quad \text{Condition vérifiée}$$

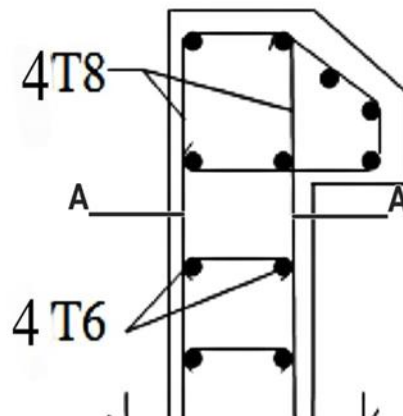


Figure 3-4 Ferrailage de l'acrotère

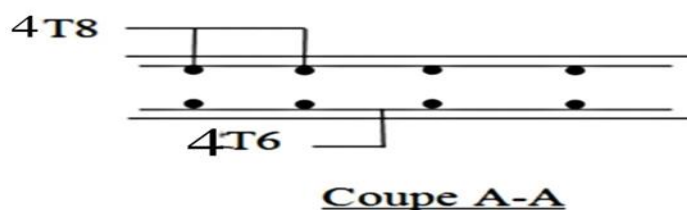


Figure 3-5 Coupe A-A de l'acrotère

### 3.4 Balcon

Les balcons en dalle pleine sont calculés comme une console soumise à :

Son poids propre.

La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m à la flexion simple

L'épaisseur de balcon :

$$L=1,240\text{m}$$

L'épaisseur des dalles pleines résulte de la condition suivante :

$$\text{Résistance à la flexion } e \geq \frac{L}{10}$$

$$e \geq \frac{124}{10} = 12,4\text{cm}$$

Donc on prend comme épaisseur des balcons  $e = 15 \text{ cm}$

#### 3.4.1 Evaluation des charges

**Tableau 3-7 Evaluation des charges pour le balcon**

Designation	Epaisseur (m)	Densité KN/m <sup>3</sup>	Poids KN/m <sup>2</sup>
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Dalle pleine (15)	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20

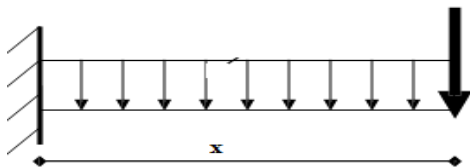
$$G=4,75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=3,5 \text{ KN/m}^2$$

La charge des murs (force concentrée)

$$P= 0,6 \text{ kN/m}$$

Schéma statique :



Le calcul se fait par une bande de 1ml

$$G=4,75 * 1 = 4,75 \text{ KN/m}$$

$$Q=3,5 * 1 = 3,5 \text{ KN/m}$$

$$P= 0,6 \text{ kN/m}$$

### 3.4.2 Les combinaisons d'action

- ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,662 \text{ kN/m}$$

$$P_u = 1,35 * p = 0,81 \text{ kN/m}$$

- ELS :

$$q_s = G + Q = 8,25 \text{ kN/m}$$

$$P_s = p = 0,6 \text{ kN/m}$$

### 3.4.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

- ELU :

Section 1-1 :  $0 \leq x \leq 1,24 \text{ m}$

$$M(x) = -P_u * (x) - q_u * \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -0,81 * (x) - 11,662 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ kN. M}$$

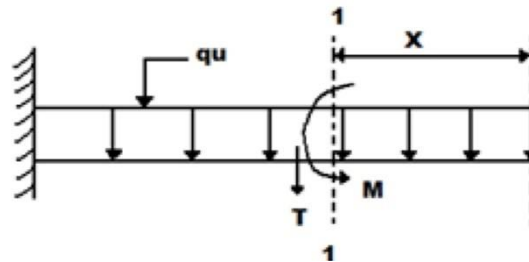
$$M(1,24) = -9,970 \text{ kN .m}$$

$$T(x) = P_u + q_u * (x)$$

$$T(x) = 0,81 + 11,662 * (x)$$

$$T(0) = 0,81 \text{ kN/m}$$

$$T(1,24) = 15,270 \text{ kN/m}$$



- ELS :

Section 1-1 :  $0 \leq x \leq 1,24 \text{ m}$

$$M(x) = -P_s * (x) - q_s * \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -0,6 * (x) - 8,25 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ kN.m}$$

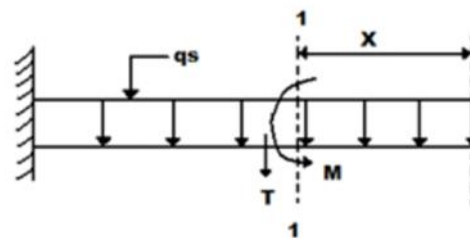
$$M(1,24) = -7,086 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = P_s + q_s * (x)$$

$$T(x) = 0,6 + 8,25 * (x)$$

$$T(0) = 0,6$$

$$T(1,24) = 10,83 \text{ KN/m}$$



Chapitre 03 : Etude des éléments secondaire  
**Tableau 3-8 Récapitulatif de M et T de la dalle pleine**

x (m)	ELU		ELS	
	M(x) (kN.m)	T(x) (kN)	M(x) (kN.m)	T(x) (kN)
0	0	0,81	0	0,6
1.24	9,970	15,270	7,086	10,83

### 3.4.4 Détermination du ferrailage

En considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml

Avec : h=15 cm, d=13.5 cm, d'=1.5 cm

- **ELU :**

$$M_u = 9,970 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1 * 1,5}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Avec :

$\gamma$  : Coefficient de sécurité  $\gamma = 1,5$  (cas générale)

$\theta$  : Coefficient d'application  $\theta = 1$  (charge >24h)

$$\mu_u = \frac{0,00997}{1 * 0,135^2 * 14,17} = 0,038$$

$$\mu_u = 0,038 \leq \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{Simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u})$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,038}) = 0,048$$

$$z = d * (1 - 0,4 * \alpha)$$

$$z = 0,135 * (1 - 0,4 * 0,048) = 0,132 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} = 2,17 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{stmin} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{stmin} \geq 0,23 * 1 * 0,135 * \frac{2,1}{400}$$

$$A_{stmin} \geq 1,811 \text{ cm}^2$$

Donc :  $2,17 \text{ cm}^2 > 1,811 \text{ cm}^2$

CV

$$A_{min} = 0,5 \% * b * h$$

$$A_{min} = 0,5 \% * 100 * 15$$

$$A_{min} = 7,5 \text{ cm}^2$$

Choix :  $A_{st} = 5T14 = 7,7 \text{ cm}^2$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,7}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Le choix :  $A_r \quad 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

• **Espacement :**

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(3 * 15, 33)$$

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

• **ELS :**

$$M_s = 7,086 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$A_{st} = 7,7 \text{ cm}^2 \quad ; \quad n = 15$$

$$x = n * \frac{A_{st}}{b} * \left( \sqrt{1 + \frac{2 * b * (d * A_{st})}{n * (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 * \frac{7,7}{100} * \left( \sqrt{1 + \frac{2 * 100 * (13,5 * 7,7)}{15 * (7,7)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 4,54 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre à l'intérieur de la section.

Moment d'inertie :

$$I = b * \frac{x^3}{3} + n * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = 100 * \frac{4,54^3}{3} + 15 * 7,7 * (13,5 - 4,54)^2$$

$$I = 12391,746 \text{ Cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d-x)}{I} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,086 * 10^{-3} * 0,0454}{0,0001239} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,595 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) \longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration pour HA

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 * f_{c28} = 0,6 + 0,06 * 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,66; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 * 7,086 * 10^{-3} * (0,135 - 0,0454)}{0,0001239} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 76,865 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \text{ CV}$$

### 3.4.5 Vérification de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d}$$

$$T_u = 15,270 \text{ kn/m}$$

$$\tau_u = \frac{15,270 * 10^{-3}}{1 * 0,135}$$

$$\tau_u = 0,113 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1 * f_{c28}, 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,113 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### 3.4.6 Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \frac{0,15}{1} > \frac{1}{16}$$

$$0,15 > 0,0625 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e} \frac{7,7}{100 * 13,5} \leq \frac{4,2}{400}$$

$0,005\text{ cm} \leq 0,0105\text{ cm}$

La flèche est vérifiée

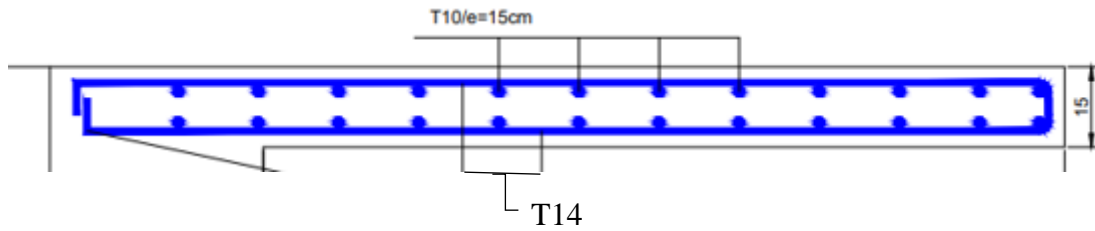


Figure 3-6 Ferrailage de balcon

### 3.5 Etude des poutrelles

#### 3.5.1 Les charges des poutrelles

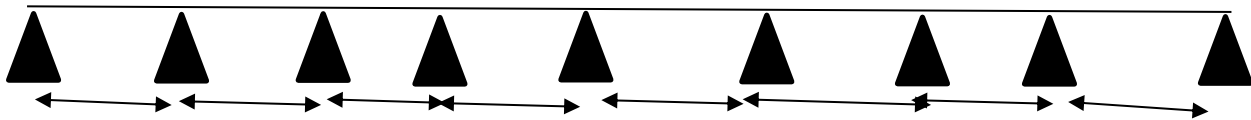
Tableau 3-9 Les charges des poutrelles

niveau	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	b(m)	ELU(KN/m)	ELS(KN/m)
Terrasse inaccessible	6.23	1	0.65	6.92	5.02
Plancher(RDC)	5.35	5	0.65	9.56	6.72
Plancher (bureaux)	5.35	2.5	0.65	7.13	5.10
Plancher (logement)	5.35	1.5	0.65	6.15	4.45

#### 3.5.2 Les types des poutrelles

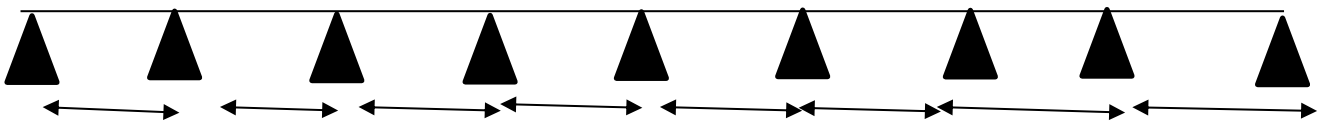
- RDC :

Types 01 :



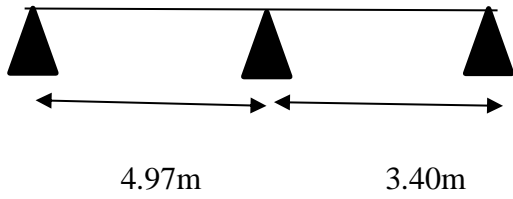
2.27m 3.40m 3.65m 2.33 2.33m 3.65m 3.40m 2.27m

Types 02 :

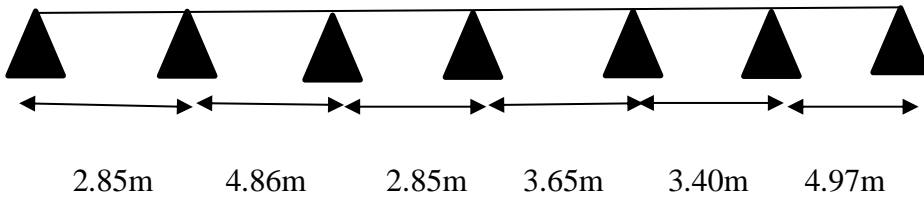


2.62m 3.10m 3.35m 2.75 2.75m 3.35m 3.10m 2.62m

Types 03 :

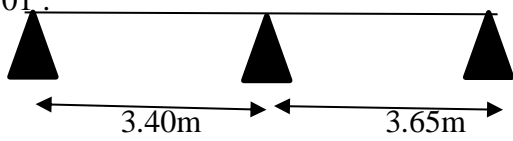


Types 04 :

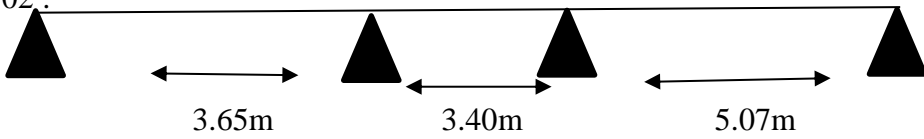


• **BUREAU :**

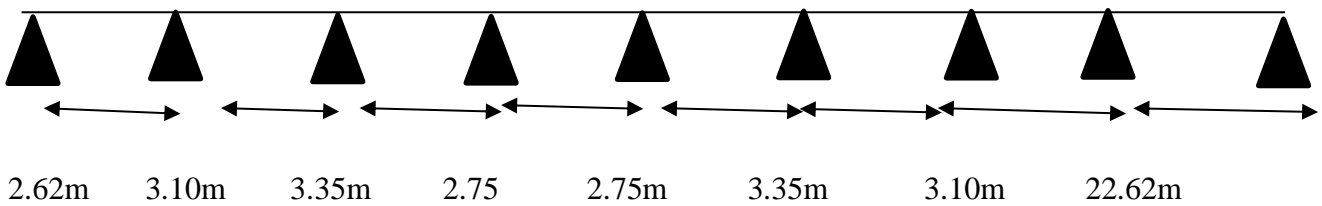
Type 01 :



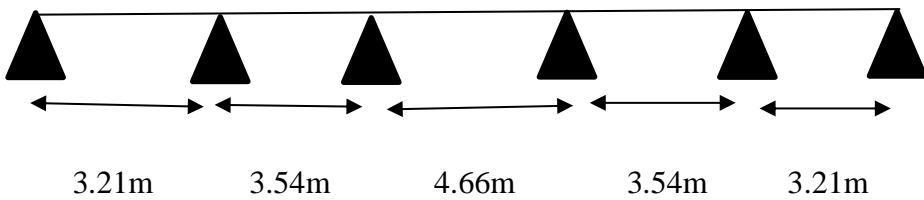
Type 02 :



Types 03 :

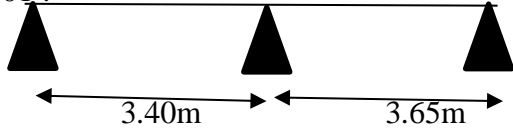


Type 04 :

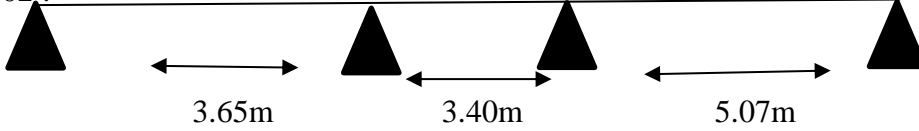


• **LOGEMENT :**

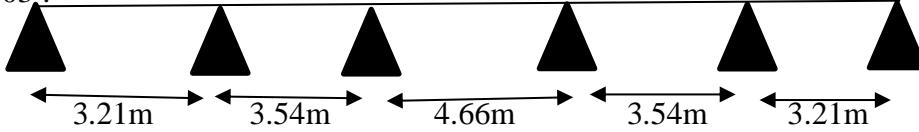
Type 01 :



Type 02 :

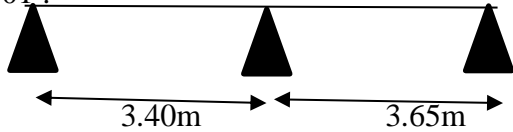


Type 03 :

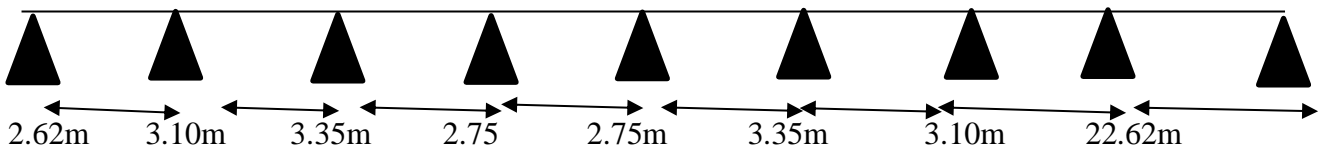


• **TERRASSE :**

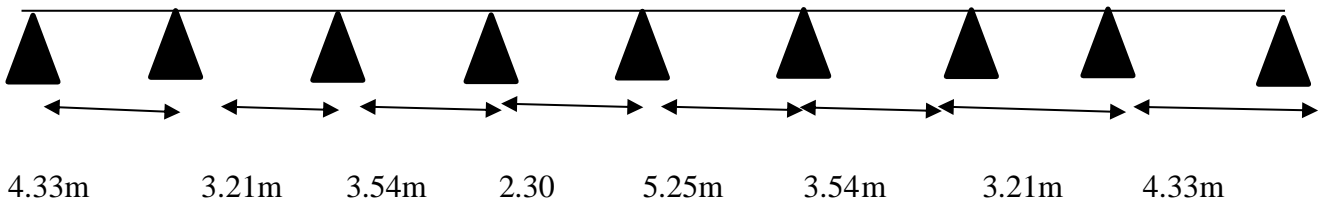
Type 01 :



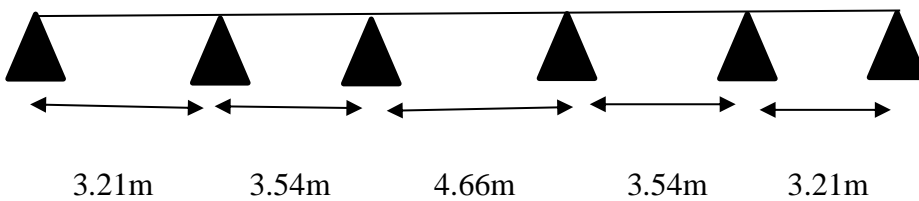
Types 02 :



Types 03 :



Type 04 :



### 3.5.3 Détermination des efforts internes

Dans cette partie, nous prenons un seul type comme exemple de calcul, le type (01) au niveau du plancher logement. Nous avons calculé les efforts internes en utilisant la méthode des trois moments. Les autres types sont calculés directement par le logiciel SAP2000 et nous plaçons les résultats obtenus dans un tableau récapitulatif.

$$L_1 = 3.40, L_2 = 3.65$$

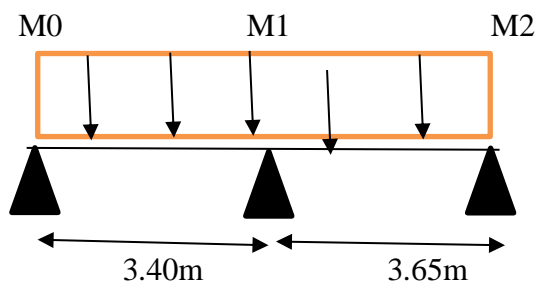
On supposant:  $M_0 = 0 \text{ KN.m}$ ,  $M_2 = 0 \text{ KN.m}$

$$G = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 6.15 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = (G + Q) \times 0.65 = 4.45 \text{ KN/ml}$$



- **ELU :**

L'équation des trois moments s'écrit :

$$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} + 6A_i = 0$$

Avec :  $A_i = R_{ig} + R_{id}$

Donc :

$$3.40M_0 + 2(3.40 + 3.65)M_1 + 3.65M_2 + 6A_1 = 0$$

$$14.1M_1 + 6A_1 = 0$$

Calcul  $A_1$  :

$$A_i = R_{1g} + R_{1d}$$

$$R_{g1} = (q_u \times l^3) / 24 = 10.07 \text{ KN}$$

$$R_{d1} = (q_s \times l^3) / 24 = 12.46 \text{ KN}$$

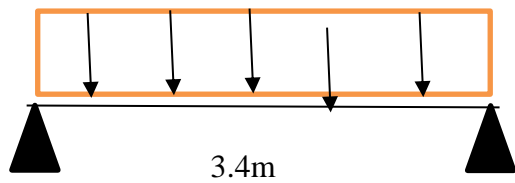
Alors :  $A_i = 22.53 \text{ KN}$

Calcul  $M_1$

$$14.1M_1 + 6(22.53) = 0 \longrightarrow M_1 = -9.58 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments et des efforts tranchants :

Travées 0-1 :



-9.58 KN.m

$$\sum M = 0$$

$$R_0 l_0 - \frac{q_u l_0^2}{2} - M_1 = 0$$

$$R_0 = 7.63 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 3.4$$

$$M(x) = R_0 x - q_u \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(3.4) = -9.60 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_0 - q_u x$$

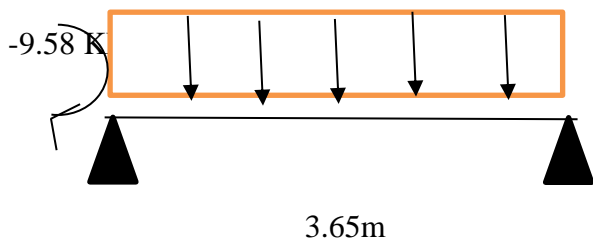
$$T(0) = 7.63 \text{ KN}$$

$$T(3.4) = -13.28 \text{ KN}$$

$$\text{Si } T(x) = 0 \quad x = 1.24 \text{ m}$$

$$M_{MAX} = 4.73 \text{ KN.m}$$

Travées 1-2 :



-9.58 KN

$$\sum M = 0$$

$$R_1 l_1 - \frac{q_u l_1^2}{2} + M_1 = 0$$

$$R_1 = 13.84 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 3.65$$

$$M(x) = R_1 x - q_u \times \frac{x^2}{2} + M_1$$

$$M(0) = -9.58 \text{ KN.m}$$

$$M(3.65) = 0 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_1 - q_u x$$

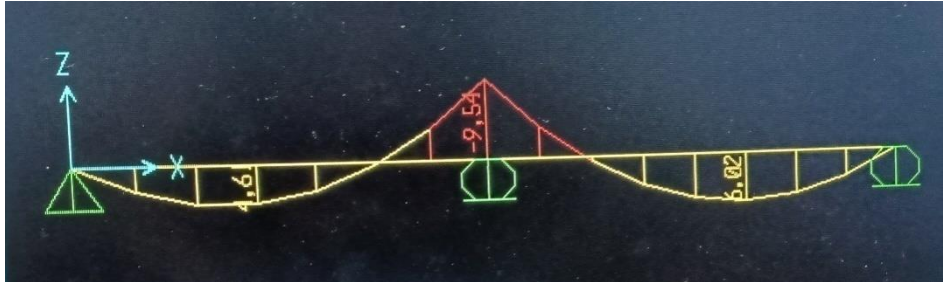
$$T(0) = 13.84 \text{ KN}$$

$$T(3.65) = -8.60 \text{ KN}$$

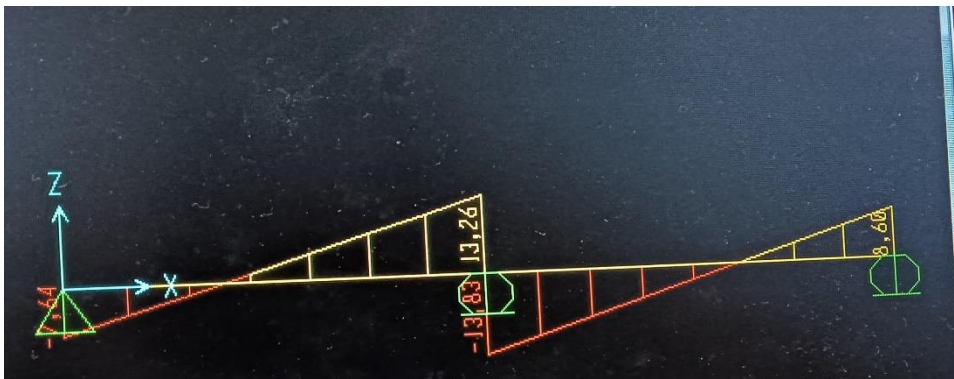
$$\text{Si } T(x) = 0 \quad x = 2.25 \text{ m}$$

$$M_{MAX} = 5.99 \text{ KN.m}$$

- **Elu : moment fléchissant :**



- **Elu : effort tranchant**



- **ELS :**

L'équation des trois moments s'écrit :

$$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_i + 6A_i = 0$$

$$\text{Avec : } A_i = R_{ig} + R_{id}$$

Donc :

$$3.40M_0 + 2(3.40 + 3.65)M_1 + 3.65M_2 + 6A_1 = 0$$

$$14.1M_1 + 6A_1 = 0$$

Calcul  $A_1$  :

$$A_i = R_{1g} + R_{1d}$$

$$R_{g1} = (q_u \times l^3) / 24 = 7.28 \text{ KN}$$

$$R_{d1} = (q_u \times l^3) / 24 = 9.01 \text{ KN}$$

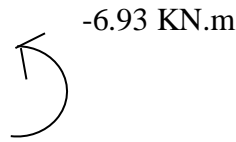
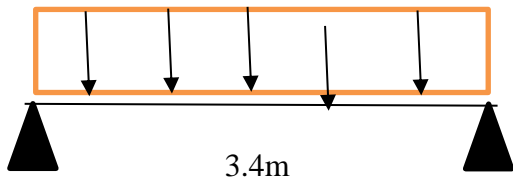
Alors :  $A_i=16.29$  KN

Calcul M1

$$14.1M_1+6(16.29)=0 \longrightarrow M_1=-6.93\text{N.m}$$

Calcul des moments et des efforts tranchants :

Travées 0-1 :



$$\sum M = 0$$

$$R_0 l_0 - \frac{q_u l_0^2}{2} - M_1 = 0$$

$$R_0 = 5.52 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 3.4$$

$$M(x) = R_0 x - q_u \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(3.4) = -6.95 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_0 - q_u x$$

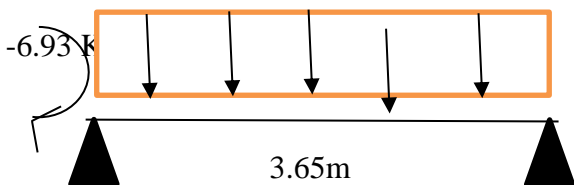
$$T(0) = 5.52 \text{ KN}$$

$$T(3.4) = -9.61 \text{ KN}$$

$$\text{Si } T(x) = 0 \quad x = 1.24 \text{ m}$$

$$M_{MAX} = 3.42 \text{ KN.m}$$

Travées 1-2 :



$$\sum M = 0$$

$$R_1 l_1 - \frac{q_u l_1^2}{2} + M_1 = 0$$

$$R_1 = 10.01 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 3.65$$

$$M(x) = R_1 x - q_u \times \frac{x^2}{2} + M_1$$

$$M(0) = -6.93 \text{ KN.m}$$

$$M(3.65) = 0 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_1 - q_u x$$

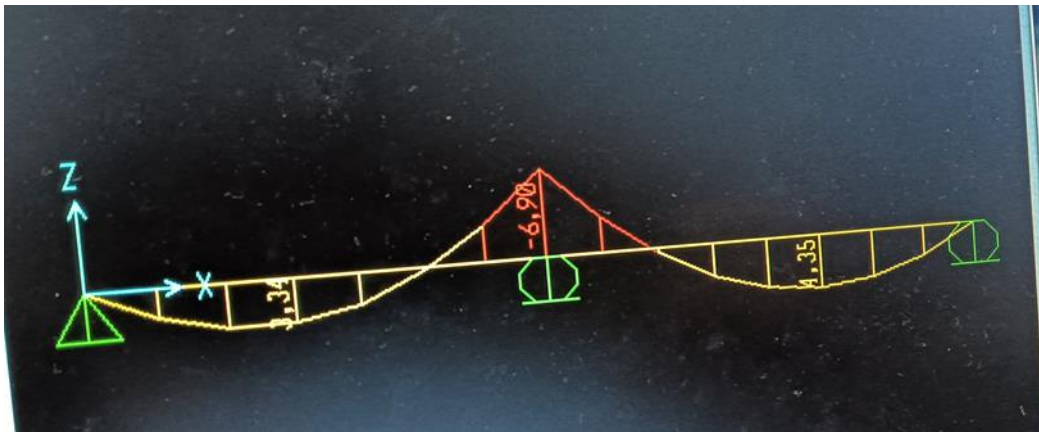
$$T(0) = 10.01 \text{ KN}$$

$$T(3.65) = -6.23 \text{ KN}$$

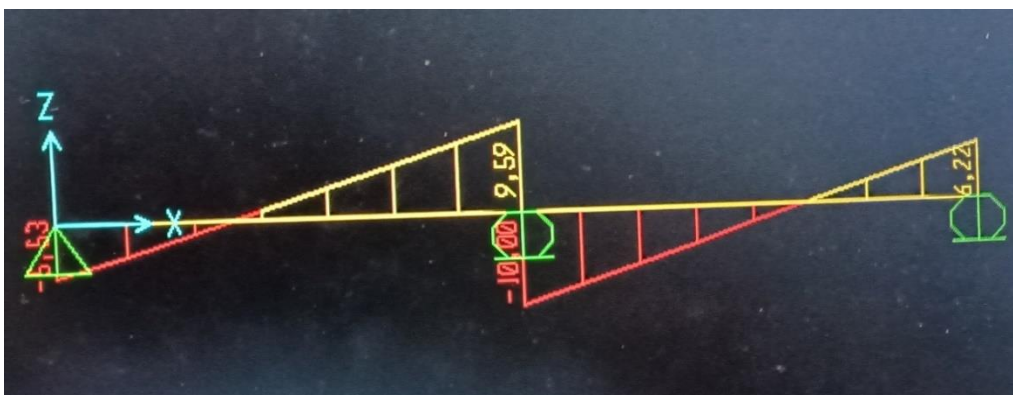
$$\text{Si } T(x) = 0 \quad x = 2.24 \text{ m}$$

$$M_{MAX} = 4.32 \text{ KN.m}$$

- Els : moment fléchissant



- Els : effort tranchant



**Tableau 3-10 Récapitulatif des moments et de l'effort tranchant**

Plancher	TYPE	ELU			ELS		
		M appui (KN.M)	M travée (KN.m)	T(KN)	M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	T(KN)
RDC	1	11.40	6.57	18.91	8.02	4.40	13.32
	2	8.58	4.93	16.21	6.037	3.46	11.39
	3	23.06	19.11	28.40	16.21	13.43	19.96
	4	21.63	19.68	20.52	15.21	13.84	19.76

Plancher	TYPE	ELU			ELS		
		M appui (KN.M)	M travée (KN.m)	T(KN)	M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	T(KN)
BUREAU	1	3.67	2.81	5.33	2.72	2.08	3.95
	2	11.14	7.78	16.38	7.97	5.51	11.72
	3	6.43	3.73	11.73	4.60	2.67	8.39
	4	11.05	6.97	16.03	7.97	4.99	11.46

Plancher	TYPE	ELU			ELS		
		M appui (KN.M)	M travée (KN.m)	T(KN)	M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	T(KN)
LOGEMENT	1	2.20	1.68	3.20	1.63	1.25	2.37
	2	1.18	0.68	2.24	0.88	0.50	1.65
	3	9.54	6.02	13.83	6.90	4.36	10

Plancher	TYPE	ELU			ELS		
		M appui (KN.M)	M travée (KN.m)	T(KN)	M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	T(KN)
TERRASSE	1	5.77	3.91	10.90	4.21	2.42	7.95
	2	10	7.37	14.95	7.30	5.38	10.90
	3	9.98	6.30	14.47	7.28	4.59	10.55
	4	0	18.98	15.62	0	13.85	11.40

### 3.5.4 Ferrailage des poutrelles

Poutrelle (LOGEMENT)

- ELU :

En travée :

$$M_{max} = 6,02 \text{ KN} \cdot m = 0,00602 \text{ MN} \cdot m$$

$$M_t = b * h_0 * f_{bc} * \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$b = 0,65 \text{ m} ; h = 0,21 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$d = 0,9 * h = 0,9 * 0,21 = 0,189 \text{ m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 * 0,05 * 14,17 * \left(0,189 - \frac{0,05}{2}\right)$$

$$M_t = 0,0752 \text{ Kn.m}$$

$$M_u \leq M_t$$

Donc c'est une section rectangulaire fictive  $b * h$  ( $0,65 * 0,21$ )

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,00602}{0,65 * 0,189^2 * 14,17} = 0,0182$$

$$\mu_u = 0,0182 < \mu_R = 0,392$$

Donc c'est une section à simple armature

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u})$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0182}) = 0,023$$

$$z = d * (1 - 0,4 * \alpha)$$

$$z = 0,135 * (1 - 0,4 * 0,023) = 0,19 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} = 0,91 \text{ cm}^2$$

Le choix : 2T10 = 1,57 cm<sup>2</sup>

-Condition de fragilité (BAEL 91)

$$A_{stmin} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{stmin} \geq 0,23 * 0,65 * 0,189 * \frac{2,1}{400}$$

$$A_{stmin} \geq 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2 \geq A_{stmin} = 1,48 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

**En appui :**

$$M_{max} = 9,54 \text{ KN.m} = 0,00954 \text{ MN.m}$$

Chapitre 03 : Etude des éléments secondaire

$$M_t = b_0 * h_0 * f_{bc} * (d - \frac{h_0}{2})$$

$$b_0 = 12\text{m} ; h = 0,21 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$d = 0,9 * h = 0,9 * 0,21 = 0,189 \text{ m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,12 * 0,05 * 14,17 * (0,189 - \frac{0,05}{2})$$

$$M_t = 0,0139 \text{ Kn.m}$$

$$M_u \leq M_t$$

Donc c'est une section rectangulaire fictive  $b_0 * h$  (0,12 \* 0,21)

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,00954}{0,65 * 0,189^2 * 14,17} = 0,157$$

$$\mu_u = 0,157 < \mu_R = 0,392$$

Donc c'est une section à simple armature

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u})$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,157}) = 0,214$$

$$z = d * (1 - 0,4 * \alpha)$$

$$z = 0,189 * (1 - 0,4 * 0,157) = 0,172\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} = 1,59 \text{ cm}^2$$

Le choix : 2T12 = 2,26 cm<sup>2</sup>

Condition de fragilité (BAEL 91)

$$A_{stmin} \geq 0,23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{stmin} \geq 0,23 * 0,12 * 0,189 * \frac{2,1}{400}$$

$$A_{stmin} \geq 0,273 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 \geq A_{stmin} = 0,273 \text{ cm}^2$$

CV

• **Vérification à ELS :**

**En travée :**

$$M_s = 4,35 \text{ kn.m} = 0,00435 \text{ Kn .m}$$

Position de l'axe neutre :

$$A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2 \quad ; \quad n = 15 \quad ; \quad A_c = 0 \text{ cm}^2$$

$$x = n * \frac{A_{sr}}{b} * \left( \sqrt{1 + \frac{2 * b * (d * A_{st})}{n * (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 * \frac{1,57}{100} * \left( \sqrt{1 + \frac{2 * 65 * (18,9 * 1,57)}{15 * (1,57)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 3,356 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre dans la table

Moment d'inertie :

$$I = b * \frac{x^3}{3} + n * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = 65 * \frac{3,356^3}{3} + 15 * 1,57 * (18,9 - 3,356)^2$$

$$I = 6509,006 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d - x)}{I} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4,35 * 10^{-3} * 0,03356}{0,00006509} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,242 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Avec :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right) \longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration pour HA

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 * f_{c28} = 0,6 + 0,06 * 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,66; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 * 4,35 * 10^{-3} * (0,189 - 0,03356)}{0,00006509} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 155,822 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

ELS est vérifiée

**En appui :**

$$M_s = 6,90 \text{ kN.m} = 0,00690 \text{ KN .m}$$

Position de l'axe neutre :

$$A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 \quad ; \quad n = 15 \quad ; \quad A_c = 0 \text{ cm}^2$$

$$x = n * \frac{A_{sr}}{b} * \left( \sqrt{1 + \frac{2 * b_0 * (d * A_{st})}{n * (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 * \frac{2,26}{100} * \left( \sqrt{1 + \frac{2 * 12 * (18,9 * 2,26)}{15 * (2,26)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0.946 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre dans la table

Moment d'inertie :

$$I = b * \frac{x^3}{3} + n * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = 12 * \frac{0.946^3}{3} + 15 * 2,26 * (18,9 - 0.946)^2$$

$$I = 10931.11 \text{ Cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d - x)}{I} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6,9 * 10^{-3} * 0,00946}{0,000010931} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.597 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right) \longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration pour HA

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 * f_{c28} = 0,6 + 0,06 * 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,66; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 * 6,9 * 10^{-3} * (0,189 - 0,00946)}{0,000010931} \leq \sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 169.99 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

ELS est vérifiée

• **Vérification de cisaillement :**

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d}$$

$$T_u = 13,83 \text{ kn/m}$$

$$\tau_u = \frac{13,83 * 10^{-3}}{0,12 * 0,189}$$

$$\tau_u = 0,609 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,1 * f_{c28}, 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,609 \overline{\tau_u} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{min}, \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}, 1,2, \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,6, 1,2, 1,2)$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

• **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le R.P.A 2024 on a

Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 24\phi_{min}, 17,5 \text{ cm}, 6\phi\right)$$

$$S_t = 5 \text{ cm}$$

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{21}{2}$$

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

• **Vérification au glissement :**

$$T_{umax} - \frac{M_u}{0,9 * d} \leq 0$$

$$T_{umax} = 13,83 \text{ KN} \quad ; M_u = 9,54 \text{ KN.m}$$

$$13,83 - \frac{9,54}{0,9 * 0,189} \leq 0$$

$$-42,85 \leq 0$$

Cv

• **Vérification de la flèche :**

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \quad ; L = 3,65 \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{365}{500} = 0,73 \text{ cm}$$

$$I_0 = b * \frac{h^3}{12} + n * A_{st} * \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = 0,65 * \frac{0,21^3}{12} + 15 * 1,57 * \left(\frac{0,21}{2} - 0,021\right)^2$$

$$I_0 = 5,2 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 * f_{t28}}{\varphi * (2 + 3 * \frac{b_0}{b})} \quad \text{Avec} \quad \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 * d} = \frac{1,57 * 10^{-4}}{0,12 * 0,21} = 0,0062$$

$$-\mu = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \varphi * \sigma_s + f_{t28}} \mu = 0,657$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu} I_{fi} = 1,065 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i * I_{fi}} = \frac{6,9 * 10^{-3}}{32164,19 * 1,065 * 10^{-4}} = 2,014 * 10^{-3}$$

$$\text{Donc } f = \frac{L^2}{10} * \frac{1}{\gamma} * \frac{3,65^2}{10} * 2,014 * 10^{-3} = 0,268$$

$$f = 0,268 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,73 \text{ cm}$$

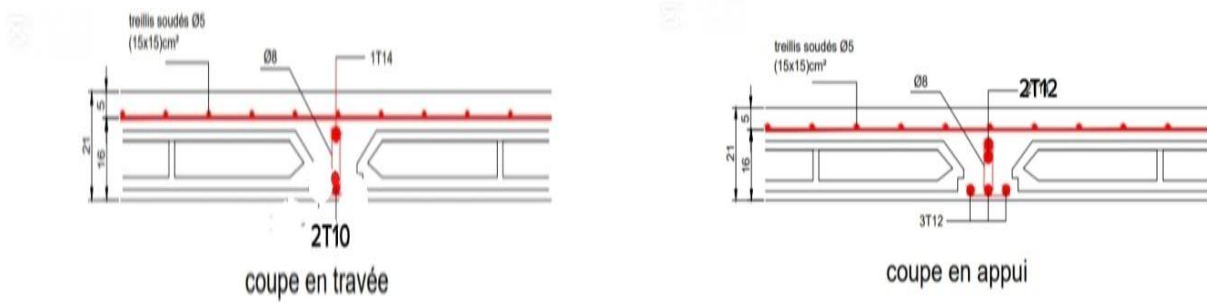
CV

**3.5.5 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 3-11 Récapitulatif du ferrailage des poutrelles**

	Ast calculé		Ast choisie	
	Travée (cm <sup>2</sup> )	Appui (cm <sup>2</sup> )	Travée (cm <sup>2</sup> )	Appui (cm <sup>2</sup> )
RDC	3.09	1.026	3T12=3.39	2T10=1.57
Étage (bureau)	1.87	2.41	2T12=2.26	2T12+1T10=3.05
Étage (logement)	1.18	2.01	2T10=1.57	2T12=2.26
terrasse	1.08	1.81	2T10=1.57	1T10+1T12=1.92



**Figure 3-7 Dessin de ferrailage des poutrelles**

### 3.6 Etude de l'ascenseur

#### 3.6.1 Introduction

L'ascenseur est un équipement technique qui peut être installée à l'intérieur ou à l'extérieur d'un bâtiment.

L'ascenseur est composé de trois constituants essentiels :

Le treuil de levage et sa poulie

La cabine ou la beine

Le contre poids

Ses dimensions selon (NFP82-22) (1)

- Largeur de la cabine :  $L_c = 1.21\text{m}$
- Profondeur de la cabine :  $P_c = 1.02\text{m}$
- Largeur de la gaine :  $L_G = 1.40\text{m}$
- Profondeur de la gaine :  $P_G = 1.60\text{m}$
- Hauteur de la cabine :  $H_c = 2.20\text{m}$
- Largeur du passage libre :  $L_p = 0.90\text{m}$
- Hauteur du passage libre :  $H_p = 2.00\text{m}$
- Epaisseur de voile :  $e = 14\text{cm}$
- Hauteur de course :  $C = 31.62\text{ m}$

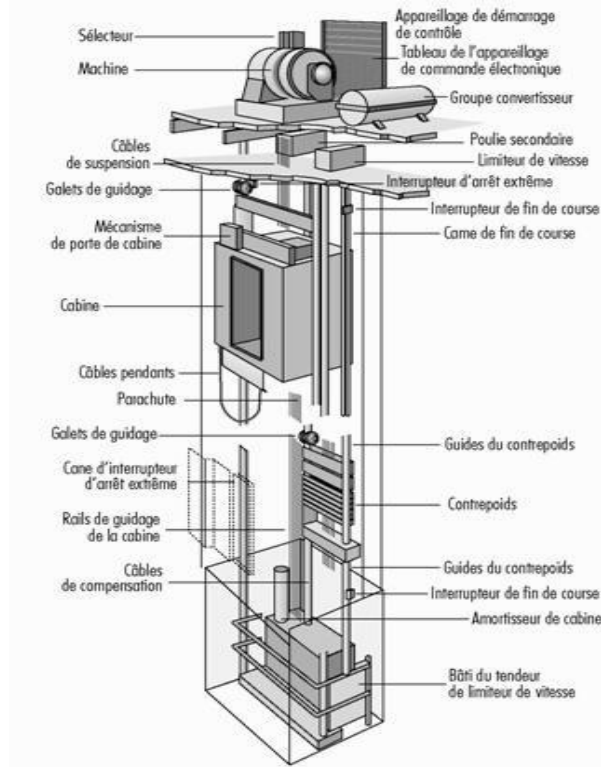


Figure 3-8 Schéma d'un ascenseur dans un bâtiment

### 3.6.2 Epaisseur de la dalle d'ascenseur

$l_x = 1,67 \text{ m}$  ;  $l_y = 2,40 \text{ m}$

$\frac{l_x}{l_y} = 0,88$  ;  $0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$  ; Donc la dalle portant dans les deux sens.

$h > \frac{l_x}{40} \longrightarrow h > 4,18 \text{ cm}$  Donc on prend  $h = 20 \text{ cm}$

### 3.6.3 Evaluation des charges

#### 3.6.3.1 Charge d'exploitation

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes. D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 600 kg pour 8 personnes

#### 3.6.3.2 Charge permanentes

Poids de la cabine : $S = (L_c + 2 \cdot P_c) \cdot H_c = 7,15 \text{ m}^2$	$M_1 = (11,5 + 0,1 \cdot 11,5) \cdot 7,15 = 90,44 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = H_c \cdot H_p = 2 \cdot 2,2 = 4,4 \text{ m}^2$	$M_2 = 70 \cdot 4,4 = 308 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = 20 \cdot 4,4 = 88 \text{ kg}$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (60 \cdot 1,21) = 132,6 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M_7 = 30 \cdot 2 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine :	$M_8 = 80 + (25 \cdot 0,9 \cdot 2) = 125 \text{ kg}$

Le poids mort total est :  $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 924,04 \text{ kg}$

Le contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 924,04 + \frac{600}{2} = 1224,04 \text{ kg}$

### 3.6.3.3 Calcul de la charge de rupture

D'après la norme NF 82-202 le coefficient de sécurité  $C_s$  doit être pour cet appareil au minimum égal à 10 et le rapport  $D/d$  au minimum égal à 40 qu'elle que soit le nombre des tirons

$D$  : diamètre de la poulie

$d$  : diamètre du câble

Prenons  $\frac{D}{d} = 45$  et  $D=550 \text{ mm}$   $d = \frac{550}{45} = 12,22 \text{ mm}$

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

Avec  $C_s$  : coefficient de sécurité du câble

$C_r$  : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble

$M$  : Charge statique nominale portée par la nappe

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

$M_g$  : Poids du câble

On néglige  $M_g$  devant  $(Q + P_m)$  ( $M_g \ll Q + P_m$ )  $M = Q + P$

Donc  $C_r = C_s * M = C_s * (Q + P) = 12 * (600 + 924,04) = 18288,48 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage (0,85)

$$C_r = \frac{18288,48}{0,85} = 21515,86 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour (n) câble est :  $C_r = C_{r(1 \text{ cable})} * m * n$

Avec m : type de mouflage (2 brins, 3 brins, ....)

n : nombre de câble

Pour un câble de  $d=12,22 \text{ mm}$  et  $m= 2$  on a  $C_{r(1 \text{ cable})} = 8152 \text{ kg}$

**Tableau 3-12 Caractéristiques des câbles**

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm <sup>2</sup> ]	Masse linéaire ML [daN/m]	Charge admissible totale Cr [daN]
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
9.48	0.6	30.26	0.293	4650
11.00	0.7	41.27	0.396	6232
12.6	0.8	53.34	0.515	8152
14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ cable})} * m} = \frac{21515,86}{8152 * 2} = 1,32 \quad \text{Soit } n=2 \text{ câble}$$

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

Le poids des câbles ( $M_g$ )

$$M_g = m * n * L$$

$m$  : la masse linéaire du câble  $m=0,515$  Kg/m

$L$  : longueur du câble = 31,62m

$n$  : nombre des câbles = 2.

$$M_g = m * n * L = 0,515 * 2 * 31,62 = 32,57 \text{ kg}$$

$$(2) \longrightarrow M = Q + P_m + M_g = 600 + 924,04 + 32,57 = 1556,61 \text{ kg}$$

Vérification de  $C_r$  :

$$C_r = C_{r(1 \text{ cable})} * m * n = 8152 * 2 * 2 * 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s * M C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1556,61} = 17,8 > 12 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de la charge permanente total  $G$  :

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

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

La charge permanente totale :  $G = 924,04 + 1224,04 + 1200 + 32,57 = 3381,65 \text{ kg}$

La surcharge :  $Q = 600 \text{ kg}$

### 3.6.3.4 Combinaison des charges

ELU :  $Q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

ELS :  $Q_s = G + Q$

$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5465,227 \text{ kg}$

### 3.6.4 Vérification de la dalle au poinçonnement

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 appuis).

La charge totale ultime :  $Q_u = 5465,227 \text{ kg}$

Soit :  $q_0$  la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{5465,227}{4} = 1366.306 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c h_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_u$ : Charge de calcul à l'ELU

$h_0$ : Epaisseur de la dalle

$\mu_c$ : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V) \quad ; \quad h_0 = 25 \text{ cm}$$

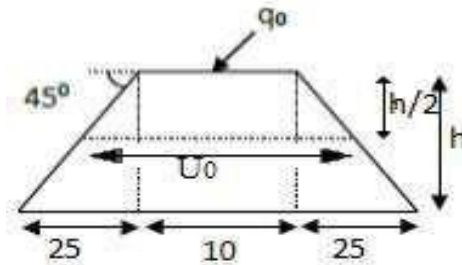
$$U = a + h_0 = 10 + 20 = 30 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 20 = 30 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(30 + 30) = 120 \text{ cm}$$

$$1366,306 \leq 0,045 * 120 * 20 * \frac{25}{1,5} = 1800 \text{ kg}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.



### 3.6.5 Evaluation du moment

#### 3.6.5.1 Evaluation des moments dus aux charges non concentrées

A l'absence d'une fiche technique concernant le moteur mécanique d'un ascenseur, on a supposé que le moteur a une dimension de  $(100 \times 100) \text{ cm}^2$  posée sur 4 appuis de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$ .

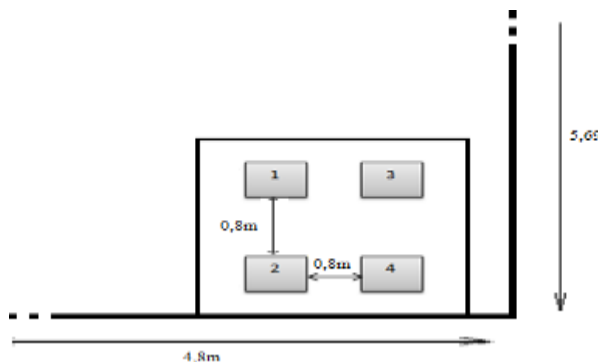
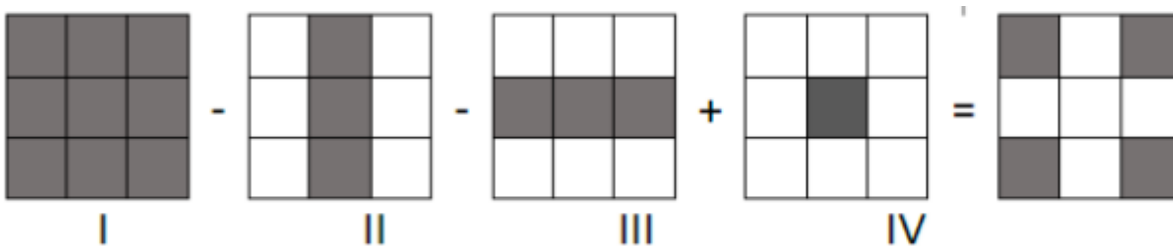


Figure 3-9 Schéma statique de la dalle d'ascenseur

On calcule les moments dus aux charges concentrées, dans les quatre rectangles de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$  ; on utilisant la méthode de PIGEAUD.



$$M_{xt} = \frac{MI - MII - MIII + MIV}{4}$$

$$M_x = (M_1 + uM_2)P$$

Avec :  $U=0$  (ELU)

$$M_y = (M_2 + uM_1)P$$

$V=0, 2$  (ELS)

$$P_u = \frac{q_u}{s} \cdot U \cdot V = 1366.306 \cdot U \cdot V \dots\dots ELU$$

Chapitre 03 : Etude des éléments secondaire

$$P_s = \frac{q_s}{s} \cdot U \cdot V = 995,412 \cdot U \cdot V \dots \dots \dots ELS$$

Avec :  $\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,67}{1,88} = 0,89$

On déterminer les valeurs de M1 et M2 par les abaques de Mougins

$$\alpha = \frac{u}{l_x} ; \quad \beta = \frac{v}{l_y}$$

**Tableau 3-13 Les moments isostatiques des rectangles à ELU**

	U	V	$\alpha$	$\beta$	M1 (KN.m)	M2 (KN.m)	Pu (KN)	Mxu (KN.m)	Myu (KN.m)	Mxt(KN.m)	Myt(KN.m)
I	1	1	0,6	0,53	$11,8 \cdot 10^{-2}$	$3,5 \cdot 10^{-2}$	1366,3 06	161,22 4	47,82	2,37 7	1,84 4
II	1	0,8	0,6	0,42	$12,1 \cdot 10^{-2}$	$4,3 \cdot 10^{-2}$	1093,0 5	132,25 9	47,001		
II I	0,8	1	0,48	0,53	$12,5 \cdot 10^{-2}$	$3,8 \cdot 10^{-2}$	1093,0 5	136,63 1	41,535		
I V	0,8	0,8	0,48	0,42	$13,4 \cdot 10^{-2}$	$5,5 \cdot 10^{-2}$	874,43 5	117,17 4	48,094		

$$M_{xu} = 4 * M_{xt} M_{xu} = 9,485 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = 4 * M_{yt} M_{xu} = 7,376 \text{ KN.m}$$

**Tableau 3-14 Les moments isostatiques des rectangles à ELS**

	U	V	$\alpha$	$\beta$	M1 (KN.m)	M2 (KN.m)	Ps (KN)	Mxs (KN.m)	Mys (KN.m)	Mxt(KN.m)	Myt(KN.m)
I	1	1	0,6	0,53	$11,8 \cdot 10^{-2}$	$3,5 \cdot 10^{-2}$	995,41 2	124,42 6	58,331	2,1	1,7
II	1	0,8	0,6	0,42	$12,1 \cdot 10^{-2}$	$4,3 \cdot 10^{-2}$	796,33 0	103,20 4	53,513		
II I	0,8	1	0,48	0,53	$12,5 \cdot 10^{-2}$	$3,8 \cdot 10^{-2}$	796,33 0	105,59 3	50,168		
I V	0,8	0,8	0,48	0,42	$13,4 \cdot 10^{-2}$	$5,5 \cdot 10^{-2}$	637,06 4	92,374	52,111		

$$M_{xu} = 4 * M_{xt} M_{xu} = 8,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = 4 * M_{yt} M_{xu} = 6,8 \text{ KN.m}$$

### 3.6.5.2 Moments dues aux charges réparties

Les moments dus aux charges réparties (Pp) :

$$L_x = 1,67 \text{ m} \quad L_y = 1,88 \text{ m} \quad h = 0,20 \text{ m}$$

$$G_{pp} = 0,20 * 25 = 5 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\text{ELU : } Q_u = 1,35 G_{pp} + 1,5 Q$$

$$Q_u = 1,35 * 5 + 1,5 * 1 = 8,25 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{ELS: } G+Q = 6 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,67}{1,88} = 0,89 > 0,4$$

Méthode B.A.E.L

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

Dalle portant dans les deux sens

Calcul des moments fléchissant :

$$M_x = \mu_x * p * L_x^2$$

$$M_y = \mu_y * M_x$$

Avec : les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,89$

ELU:

$$\mu_x = 0,0490 \quad M_x = 0,0490 * 9,938 * 4,8^2 = 11,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,7800 \quad M_y = 0,780 * 11,22 = 8,751 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$\mu_x = 0,0550 \quad M_x = 0,0550 * 9,938 * 4,8^2 = 12,593 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,840 \quad M_y = 0,840 * 12,593 = 9,822 \text{ KN.m}$$

### 3.6.5.3 Les moments totaux appliqués sur la dalle

ELU :

Sens (x)

$$M_x = M_{xt} + M_{xu} = 9,485 + 11,22 = 20,705 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 M_x = 16,564 \text{ KN.m} ; M_g = 0,3 M_x = 6,211 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,5 M_x = 10,352 \text{ KN.m}$$

Condition de BAEL91 :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25M_x$$

$$16,564 + \frac{6,211+10,352}{2} = 24,845 \text{ KN.m} < 1,25 * 20,705 = 25,881 \text{ KN.m} \quad \text{CNV}$$

On augment  $M_t = 0,85M_x = 17,6 \text{ KN.m}$

$$17,6 + \frac{6,211+10,352}{2} = 25,881 \text{ KN.m CV}$$

Sens (y)

$$M_y = M_{yt} + M_{yu} = 7,376 + 8,751 = 16,127 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 M_y = 12,901 \text{ KN.m} ; M_g = 0,3 M_y = 4,89 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,5 M_y = 8,063 \text{ KN.m}$$

Condition de BAEL91 :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25M_y$$

$$12,901 + \frac{4,89+8,063}{2} = 19,377 \text{ KN.m} < 1,25 * 16,127 = 20,158 \text{ KN.m CNV}$$

On augment  $M_t = 0,85M_y = 13,708 \text{ KN.m}$

$$13,708 + \frac{4,89+8,063}{2} = 20,184 \text{ KN.m CV}$$

ELS :

Sens (x)

$$M_x = M_{xt} + M_{xu} = 12,593 + 8,4 = 20,993 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 M_x = 16,794 \text{ KN.m} ; M_g = 0,3 M_x = 6,298 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,5 M_x = 10,497 \text{ KN.m}$$

Condition de BAEL91 :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25M_x$$

$$16,794 + \frac{6,298+10,497}{2} = 25,192 \text{ KN.m} < 1,25 * 20,993 = 26,241 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{CNV}$$

On augment  $M_t = 0,85M_x = 17,844 \text{ KN.m}$

$$17,844 + \frac{6,211+10,352}{2} = 26,241 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{CV}$$

Sens (y)

$$M_y = M_{yt} + M_{yu} = 8,751 + 6,8 = 15,551 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 M_y = 12,441 \text{ KN.m} ; M_g = 0,3 M_y = 4,665 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,5 M_y = 7,776 \text{ KN.m}$$

Condition de BAEL91 :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25y$$

$$12,441 + \frac{4,665 + 7,776}{2} = 18,662 \text{ KN.m} < 1,25 * 15,551 = 19,438 \text{ KN.m}$$

On augment  $M_t = 0,85M_y = 13,218 \text{ KN.m}$

$$13,218 + \frac{4,89+8,063}{2} = 19,439 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{CV}$$

### 3.6.6 Calcul de ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur

Avec :

$$b = 100 \text{ cm} , h = 20 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 347,826 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

- ELU :

$$M_t = 16,564 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 10,352 \text{ KN.m}$$

En travée :

Sens x :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{16,564 * 10^{-3}}{1 * 0,18^2 * 14,17} = 0,036$$

$$\mu_u = 0,036 \leq \mu_R = 0,392$$

Donc c'est une section à simple armature

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1,25 (\sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,20$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,0936$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{st}}{z \sigma_{st}} = \frac{16,564 * 10^{-3}}{0,0936 * 347,826} = 5,08 \text{ cm}^2$$

Choix 5T12  $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq b.d.0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} )$$

$$5,65 \text{ cm}^2 \geq 2,17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

**En appui :**  $\mu_u = \frac{M_u}{b*d^2*f_{bc}}$

$$\mu_u = \frac{10,352 * 10^{-3}}{1*0,18^2*14,17} = 0,023 \quad \mu_u = 0,023 \leq \mu_R = 0,392$$

Donc c'est une section à simple armature

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1,25 (\sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,22$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,092$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{st}}{z \sigma_{st}} = \frac{10,352 * 10^{-3}}{0,092 * 347,826} = 3,23 \text{ cm}^2$$

Choix 3T12  $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq b.d.0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} )$$

$$3,39 \text{ cm}^2 \geq 2,17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

Armature de répartition :

En travée :  $A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$

En appui :  $A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,85 \text{ cm}^2$

En prend 3T8 de section 1,51 cm<sup>2</sup>

Espacement :

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

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min (60 \text{ cm} , 33 \text{ cm} ) \longrightarrow \text{CV}$$

• **Vérification en ELS :**

**En travée :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st}(d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15.5,65(18 - x) = 0$$

$$50x^2 + 84,75x - 1525,5 = 0$$

X=4,74 cm

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100 * 4,74^3}{3} + 15.5,65(18 - 4,74)^2 \qquad I = 18451,28 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$   $\longrightarrow$   $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{16,794 * 10^{-3} * (4,74) * 10^{-2}}{18451,28 * 10^{-8}} = 4,314 \text{ MPa}$$

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

$4,314 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{CV}$

$\sigma_{st} = n \frac{M_s(d-x)}{I} = 15 * \frac{16,794 * 10^{-3} * (18-4,74) * 10^{-2}}{18451,28 * 10^{-8}} = 181,034 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = 201,63 \text{ MPa}$

$181,034 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{CV}$

**En appui :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st}(d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15.3,39(18 - x) = 0$$

$$50x^2 + 50,85x - 915,3 = 0$$

X=3,80cm

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100 * 3,80^3}{3} + 15,339(18 - 3,80)^2 I = 12082,46 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{10,497 * 10^{-3} * (3,80) * 10^{-2}}{12082,46 * 10^{-8}} = 3,301 \text{ MPa}$$

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

$$3,301 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s(d-x)}{I} = 15 * \frac{10,497 * 10^{-3} * (18 - 3,80) * 10^{-2}}{12082,46 * 10^{-8}} = 185,050 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$185,050 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

### 3.6.6.1 Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \leq \tau_{uadm}$$

$$\tau_{uadm} = \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u * l_x * l_y}{2l_x + l_y} = \frac{9,94 * 1,67 * 1,88}{2 * 1,67 + 1,88} = 5,98 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u * l_x}{3} = \frac{9,94 * 1,67}{3} = 5,533 \text{ KN}$$

$$T_u = \max (T_x; T_y) = 5,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{5,98 * 10^{-3}}{1 * 0,18} = 0,033 \text{ MPa} \leq \tau_{uadm} = 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

Chapitre 03 : Etude des éléments secondaire  
**Tableau 3-15 Récapitulation des résultats de ferrailage**

	Armatures long (cm <sup>2</sup> )		Armature de repartition (cm <sup>2</sup> )	
	Ast calculée cm <sup>2</sup>	Fer choisi	Ast calculée cm <sup>2</sup>	Fer choisi
En travée	4,14	5T12	1,41	3T8
En appuis	2,65	3T12	0,85	3T8

# ***4 Chapitre 04 : Etude dynamique***

#### 4.1 Introduction

Un tremblement de terre provoque l'oscillation des bâtiments et exerce sur eux des forces d'inertie sismiques. Il en résulte un effondrement, entraînant des pertes matérielles et humaines. Il est donc nécessaire de prendre en compte les constructions parasismiques, en particulier dans les zones à risque.

#### 4.2 Modélisation de la structure

L'étude dynamique consiste à convertir la structure en un modèle de calcul simplifié avec un chargement sismique, en utilisant un logiciel de calcul et en respectant un règlement parasismique. Dans notre cas, nous avons utilisé le logiciel SAP2000, et le règlement algérien RPA 2024.

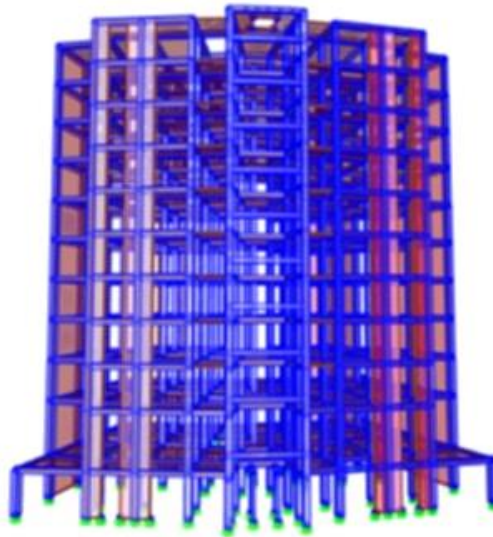


Figure 4-1 Modélisation de la structure

##### 4.2.1 Disposition des voiles

Le règlement parasismique RPA 2024 exige des justifications de sécurité et des conditions à respectés pour l'étude sismique. Une disposition adéquate de voiles dans la structure permet la vérification de toutes les exigences du RPA 2024.

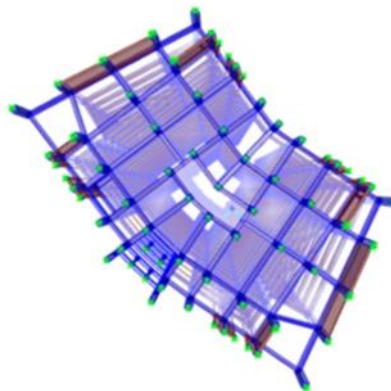


Figure 4-2 Disposition des voiles

### 4.2.2 Combinaison d'action

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

-ELU :  $1.35G+1.5 Q$

-ELS :  $Q+G$

-ELA :  $G+0.3Q\pm E_x\pm 0.3E_y$

-ELA :  $G+0.3Q \pm 0.3E_x\pm E_y$

### 4.3 Choix de la méthode de calcul

Selon la RPA 99 le calcul des forces sismiques reposent généralement sur trois méthodes principales :

-Méthode statique équivalente.

-Méthode d'analyse modale spectrale.

-Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### 4.3.1 Méthode statique équivalente

##### 4.3.1.1 Principe de la méthode

Le principe de la méthode statique équivalente est de remplacer des forces dynamiques réelles par des forces statiques fictives.

##### 4.3.1.2 Détermination des coefficients

D'après le RPA 2024, la force sismique totale est donnée par la formule suivante :

$$v = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \times W \quad \text{RPA 2024 (formule4-1)}$$

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$ : Ordonnée de calcul pour la période ( $T_0$ )

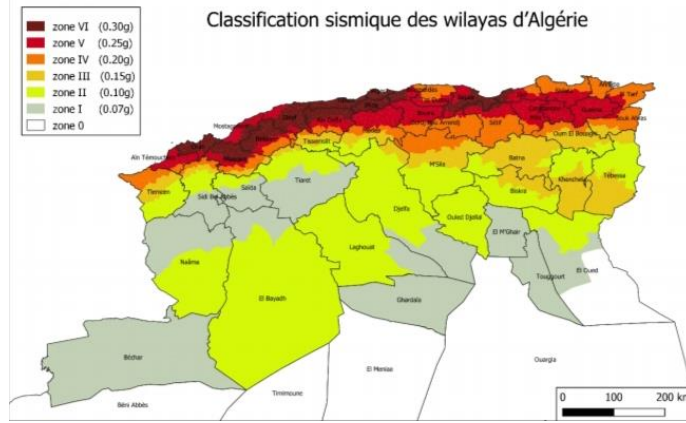
( $T_0$ ): Période fondamentale du bâtiment

$\lambda$ : Coefficient de correction.

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{Autrement} \end{cases}$$

W : poids totale de la structure

A : coefficient d'accélération de zone :



**Figure 4-3 Zonage sismique de l'Algérie**

Tlemcen ➔ zone III (RPA 2024)

Ouvrage courants groupe 2 ➔ Donc :  $A=0,15$ (tableau 3-2 RPA2024)

R : coefficient de comportement

D'après le RPA 2024, tableau 3-17 dans le cas de notre structure, on adopte pour un système à contreventement mixte, équivalent à des voiles. Alors  $R= 4,5$ .

$\frac{S_{ae}}{g}(T)$  : Spectre de réponse élastique horizontal

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale

$$\text{de la structure. } \frac{S_{ae}}{g}(T) = \begin{cases} A \cdot I \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2,5\eta - 1)\right) & \text{si: } 0 < T \leq T_1 \\ A \cdot I \cdot S \cdot (2,5 \eta) & \text{si: } T_1 \leq T < T_2 \quad \dots \text{RPA 2024} \\ A \cdot I \cdot S \cdot (2,5 \eta) \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right) & \text{si: } T_2 \leq T < T_3 \\ A \cdot I \cdot S \cdot (2,5 \eta) \cdot \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2}\right) & \text{si: } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Avec :

$\frac{S_{ae}}{g}(T)$  : spectre de réponse élastique normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g

- T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;
- T1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
- T2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
- T3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant

A : coefficient d'accélération de zone

- I : coefficient d'importance
- S : coefficient de site
- $\eta$  : coefficient de correction de l'amortissement.

On zone sismique III, type de spectre type 2 Associé à la catégorie du site (site meuble S3) et donnée par le tableau 3-4

Donc :  $T=1.3s$   $S=1.55$   $T_1=0.1s$   $T_2=0.4s$   $T_3=1.2s$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de la correction d'amortissement  $\eta$  est donnée par :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \quad \text{RPA99 V2024 (formule 3-9)}$$

$\varepsilon$  : est donnée par le tableau 3-5 RPA 2024 ( $\varepsilon = 7\%$ )

Donc :  $\eta=0.88$

Le facteur l'importance I est :

Groupe 2 : ouvrage courants ou d'importance moyenne ( $I=1$ ) RPA 2024 (tableau 3-10)

$$\text{donc on a : } T_2 \leq T < T_3 \quad \text{On prend : } \frac{S_{ae}(T)}{g} = A. I. S. (2,5 \eta) \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)$$

$$\frac{S_{ae}(T)}{g} = 0.15 \times 1 \times 1.55 \times (2.5 \times 0.88) \times \left(\frac{0.4}{0.858}\right) = 0.238$$

Cas	Valeur $T_0$ à utiliser
$T_{calcul} < 1.3$ <i>Tempirique</i>	$T = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3$ <i>Tempirique</i>	$T = \text{Tempirique}$

$\text{Tempirique} = C_T h_N^{3/4}$  RPA 2024 (formule 4-4)

- Tempirique [unité en s] : période fondamentale
- $h_N$  [unité en m] : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement  
( $C_T=0.05$  RPA2024 Tableau 4-3)

$$\text{Tempirique} = 0.05 \times 31.62^{3/4} = 0.66s$$

$$\text{Tempirique} = 0.858$$

$$T_{calcul} = 1.3 \text{ s}$$

Donc : on prend  $T = \text{Tempirique} = 0.858$

#### 4.3.1.3 L'effort tranchant statique à la base

$$v = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \times W$$

$$V_x = V_y = 0.238 \times 4589.251 = 1092.24 \text{ KN}$$

#### 4.3.1.4 Déterminer de la force sismique et l'effort tranchant à chaque niveau

$$F_i = \frac{(v - F_T) W_i h_i}{\sum W_j h_j} \quad \text{RPA 2024 (formule 4-8)}$$

Avec :  $F_T$  = la force concentrée au sommet de la structure

$$F_T = 0.07 T_V \quad (F_T = 0 \text{ si } F_T < 0.7s)$$

Donc  $F_T = 65.60 \text{ KN.s}$

Chapitre 04 : étude dynamique  
**Tableau 4-1 La force sismique de chaque niveau**

Niveau	F <sub>x</sub> (KN)	Effort tranchant sens x(KN)	F <sub>y</sub> (KN)	Effort tranchant sens y(KN)
Sous-sol	17.19	962.409	17.19	962.409
RDC	48.41	945.219	48.41	945.219
1	48.41	896.809	48.41	896.809
2	61.64	848.399	61.64	848.399
3	75.94	786.759	75.94	786.759
4	90.18	710.819	90.18	710.819
5	102.45	620.639	102.45	620.639
6	114.18	518.189	114.18	518.189
7	128.13	404.009	128.13	404.009
8	139.13	275.879	139.13	275.879
9	136.749	136.749	136.749	136.749

#### 4.3.1.5 Période et participation massique

Il faut que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens

**Tableau 4-2 Période et masse modale de la structure**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,302058	0,68683	0,00036	6,503E-09	0,68683	0,00036
MODAL	Mode	2	1,060113	0,0000687	0,63876	0,000009509	0,6869	0,63911
MODAL	Mode	3	0,855116	0,03455	0,01216	0,000001165	0,72145	0,65128
MODAL	Mode	4	0,411371	0,11097	0,00006857	1,173E-07	0,83242	0,65134
MODAL	Mode	5	0,249132	0,00004195	0,17423	0,00003225	0,83246	0,82558
MODAL	Mode	6	0,210132	0,0491	0,00004152	9,397E-09	0,88157	0,82562
MODAL	Mode	7	0,185912	0,01028	0,00505	0,000003968	0,89184	0,83066
MODAL	Mode	8	0,126446	0,02746	0,00003411	1,102E-07	0,91931	0,8307
MODAL	Mode	9	0,124763	0,00002293	0,00405	0,000003801	0,91933	0,83475

#### 4.3.1.6 Vérifications de comportement R

D'après RPA 2024 :

**Tableau 4-3 Vérification du coefficient de comportement R selon RPA**

	Structure (kN)	Voiles(KN)	V <sub>v</sub> /V <sub>s</sub> (%)	50 ≤ V <sub>v</sub> /V <sub>s</sub> ≤ 65%
V <sub>x</sub> (KN)	2656.192	1190.966	44.83	C.N.V
V <sub>y</sub> (KN)	3406.573	1494.393	43.86	C.N.V

Donc, on prend : **R=3.5**

### 4.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale

#### 4.3.2.1 Spectre de réponse de calcul

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left( 2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S \left[ 2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S \left[ 2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S \left[ 2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si } T_1 \leq T < 4s \end{cases} \quad \text{RPA 2024}$$

A : coefficient d'accélération de zone [RPA 2024, Tab 3.3]

S : coefficient de site [RPA 2024, Tab 3.4 et 3.5]

$Q_F$  : facteur de qualité [RPA 2024, Tab 3.8]

I : coefficient d'importance [RPA 2024, Tab 3.11]

R : Coefficient de comportement de la structure [RPA 2024, Tab 3.18]

$T_1, T_2$  : limite inférieure et supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante [RPA 2024, Tab 3.4]

$T_3$  : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant

#### 4.3.2.2 Facteur de qualité

On dans catégorie (a)

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

**Tableau 4-4 facteur de qualité**

Catégorie	Critère q	Pq	
		Sens x	Sens y
(a)	1 .régularité en plan	0.05	0.05
	2. régularité en élévation	0.2	0.2
	3. conditions minimales sur le nombre étage	0	0
	4. conditions minimales sur les travées	0	0

Donc :  **$Q_F = 1.25$**

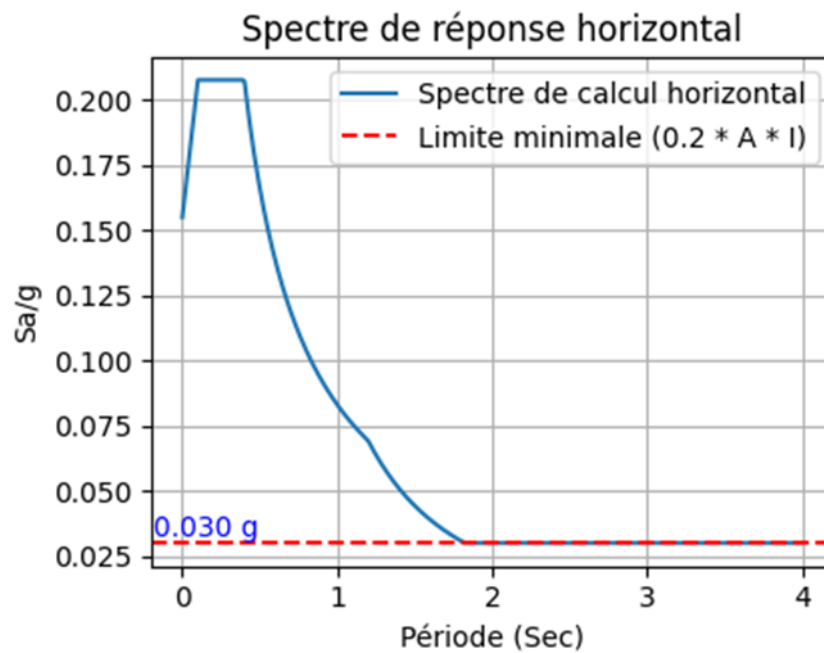


Figure 4-4 Spectre de calcul

#### 4.4 Résultante des forces sismiques de calcul

D'après le RPA 2024

$$V_{dynamique} > 80\%V_{statique}$$

Tableau 4-5 Valeur des efforts tranchants à la base statique et dynamique

L'effort tranchants	V statique		V dynamique		Vd/Vs		Vd/Vs > 0.8	
	Vx	Vy	Vx	Vy	Sens x	Sensy	Sens x	Sensy
à la base	962.409	962.409	2656.192	3406.57	2.75	3.53	cv	cv

#### 4.5 Calcul et vérification des déplacements

Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure est calculé selon :

$$\delta_K = \frac{R}{Q_F} \delta_{eK}$$

$\delta_{eK}$  : Déplacement élastique due aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion)

$R$  : Coefficient de comportement

$Q_F$  : Coefficient de qualité

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage

**Tableau 4-6 Vérification du déplacement dans le sens x**

niveau	$\delta_{eK}(m)$	$\delta_K(m)$	$\Delta_K(m)$	$1\%h(m)$	observation
étage 9	0.041195	0.115346	0.0073416	0.0306	cv
étage 8	0.038573	0.1080044	0.007938	0.0306	cv
étage 7	0.035738	0.1000664	0.0091532	0.0306	cv
étage 6	0.032469	0.0909132	0.01032087	0.0306	cv
étage5	0.028783	0.0805924	0.0112196	0.0306	cv
étage4	0.024776	0.0693728	0.0121996	0.0306	cv
étage3	0.020419	0.0571732	0.0131064	0.0306	cv
étage2	0.015738	0.0440664	0.013398	0.0306	cv
étage1	0.010953	0.0306684	0.012796	0.0306	cv
RDC	0.006383	0.0178724	0.0136444	0.0408	cv
Sos sol	0.00151	0.004228	0.004228	0.0306	cv

**Tableau 4-7 Vérification du déplacement dans le sens y**

niveau	$\delta_{eK}(m)$	$\delta_K(m)$	$\Delta_K(m)$	$1\%h(m)$	observation
étage 9	0.026653	0.0746284	0.0070756	0.0306	cv
étage 8	0.024126	0.0675528	0.0072604	0.0306	cv
étage 7	0.021533	0.0602924	0.0075236	0.0306	cv
étage 6	0.018846	0.0527688	0.007728	0.0306	cv
étage5	0.016086	0.0450408	0.0077868	0.0306	cv
étage4	0.013305	0.037254	0.007798	0.0306	cv
étage3	0.01052	0.029456	0.0095536	0.0306	cv
étage2	0.007108	0.0199024	0.0053396	0.0306	cv
étage1	0.0052010	0.0145628	0.0063868	0.0306	cv
RDC	0.00292	0.008176	0.0061852	0.0408	cv
Sos sol	0.000711	0.0019908	0.0019908	0.0306	cv

#### 4.6 Justification vis-à-vis l'effet P-Δ

D'après le (RPA 2024) : Les effets du 2eme ordre au (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\frac{p \cdot \Delta}{v \cdot h_e} < 0.1$$

**Tableau 4-8 L'effet p-Δ sens x**

niveau	$\Delta_K(m)$	$P_K(KN)$	$P_{KC}(KN)$	$V_K(kN)$	$h_e(m)$	$\theta$	$\theta < 0.1$
étage 9	0.0073416	341.641	341.641	136.749	3.06	0.005	cv
étage 8	0.007938	381.228	722.869	275.879	3.06	0.006	cv
étage 7	0.0091532	387.495	1110.364	404.009	3.06	0.008	cv
étage 6	0.01032087	387.954	1498.318	518.189	3.06	0.009	cv
étage5	0.0112196	395.577	1893.895	620.639	3.06	0.01	cv
étage4	0.0121996	403.200	2297.095	710.819	3.06	0.012	cv
étage3	0.0131064	403.200	2700.295	786.759	3.06	0.014	cv
étage2	0.013398	402.760	3103.055	848.399	3.06	0.0160	cv
étage1	0.012796	411.280	3514.335	896.809	3.06	0.0163	cv
RDC	0.0136444	587.497	4101.832	945.219	4.08	0.014	cv
Sos sol	0.004228	486.960	4589.251	962.406	3.06	0.006	cv

**Tableau 4-9 L'effet p-Δ sens y**

niveau	$\Delta_K(m)$	$P_K(KN)$	$P_{KC}(KN)$	$V_K(KN)$	$h_e(m)$	$\theta$	$\theta < 0.1$
étage 9	0.0070756	341.641	341.641	136.749	3.06	0.005	cv
étage 8	0.0072604	381.228	722.869	275.879	3.06	0.0063	cv
étage 7	0.0075236	387.495	1110.364	404.009	3.06	0.0067	cv
étage 6	0.007728	387.954	1498.318	518.189	3.06	0.0073	cv
étage 5	0.0077868	395.577	1893.895	620.639	3.06	0.0076	cv
étage 4	0.007798	403.200	2297.095	710.819	3.06	0.0082	cv
étage 3	0.0095536	403.200	2700.295	786.759	3.06	0.010	cv
étage 2	0.0053396	402.760	3103.055	848.399	3.06	0.0064	cv
étage 1	0.0063868	411.280	3514.335	896.809	3.06	0.0081	cv
RDC	0.0061852	587.497	4101.832	945.219	4.08	0.0065	cv
Sos sol	0.0019908	486.960	4589.251	962.406	3.06	0.003	cv

#### 4.7 Conclusion

L'analyse dynamique nous a permis de constater un problème dans le choix de la disposition des voiles. Nous avons testé différentes variantes, mais leurs résultats n'étaient pas conformes aux exigences de la norme RPA 2024.

Les résultats sont acceptables en termes de temps, de déplacement et de forces.

Nous constatons que toutes les vérifications de l'analyse dynamique sont assurées, ce qui nous permet de conclure que notre modélisation et notre dimensionnement avec le logiciel SAP 2000 sont correctes

# *5 Chapitre 05 : Etude des éléments résistants*

## 5.1 Introduction

Dans ce chapitre, l'étude portera sur les éléments résistants de la structure, avec les spécifications réglementaires de conception de ces éléments. Le calcul de la section d'armature repose sur les différents efforts internes, qui sont fournies par le logiciel SAP2000. Le ferrailage sera réalisée conformément aux règles CBA93, BAEL91 et RPA 2024, avec :

Les poutres : en flexion simple ;

Les poteaux : en flexion composée ;

Les voiles : en flexion composée.

## 5.2 Etude des poteaux

### 5.2.1 Les sollicitations dans les poteaux

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

Effort normal maximal et le moment correspondant  $N_{\max} \longrightarrow M$  correspondant

Moment maximum et l'effort normal correspondant  $M_{\max} \longrightarrow N$  correspondant

**Tableau 5-1 Sollicitations maximales à ELU**

Étage	N max (KN)	M cor (KN.m)	M max (KN.m)	N cor (KN)
S.S	2518,30	11,79	62,8575	1082,275
RDC	2189,77	24,29	68,6166	1587,785
Étage 1	1942,681	17,403	65,008	914,154
Étage 2	1691,613	16,3956	71,6423	810,676
Étage 3	1448,761	17,5943	72,961	708,371
Étage 4	1237,191	14,5342	72,8057	608,2
Étage 5	1028,682	15,5436	73,3091	715,341
Étage 6	821,258	12,2897	69,9088	413,499
Étage 7	618,518	14,3656	69,9022	314,309
Étage 8	417,845	13,665	70,894	299,413
Étage 9	218,014	9,1524	76,5865	168,371

### 5.2.2 Vérification spécifique sous sollicitation normales

Le calcul de ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le RPA 2024.

L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$\mu = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} < 0,35 \text{ (RPA 2024) Avec :}$$

$N_d$  : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

$B_c$  : L'air (la section brute) de cette dernière.

$F_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

**Tableau 5-2 Vérification des poteaux sous sollicitation normale**

Niveau	$N_d(kN)$	$B_c(Cm^2)$	$\mu$	Observation
S.S	2518,30	50x50	0,4	CNV
RDC	2189,77	50x50	0,36	CNV
Etage 1	1942,681	50x50	0,31	CV
Etage 2	1691,613	45x45	0,33	CV
Etage 3	1448,761	45x45	0,29	CV
Etage 4	1237,191	45x45	0,24	CV
Etage 5	1028,682	45x45	0,20	CV
Etage 6	821,258	40x40	0,20	CV
Etage 7	618,518	40x40	0,15	CV
Etage 8	417,845	40x40	0,10	CV
Etage 9	218,014	35x35	0,07	CV

Re vérification des deux premiers niveaux après augmentation de la section

Niveau	$N_d(kN)$	$B_c(Cm^2)$	$\mu$	Observation
S.S	2547,76	55x55	0,33	CV
RDC	2213,048	55x55	0,3	CV

### 5.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

$\tau_u$ : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique

$V$ : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

$b$  : la largeur de la section étudiée

$d$  : la hauteur utile

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

Avec :

$$\rho_d = 0,075 \quad \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \quad \lambda_g < 5$$

$\lambda_g$  : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \text{ RPA2024}$$

Avec :

$a$  et  $b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7 l_0$$

**Tableau 5-3 Vérification spécifique sous sollicitation normale**

Poteau	V (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_{bu}$	Observation
S.S	30,909	0,113	3,57	0,04	1	CV
RDC	49,849	0,183	4,76	0,04	1	CV
Etage 1	74,727	0,274	4,284	0,04	1	CV
Etage 2	60,743	0,223	4,76	0,04	1	CV
Etage 3	60,406	0,221	4,76	0,04	1	CV
Etage 4	59,221	0,217	4,76	0,04	1	CV
Etage 5	57,654	0,211	4,76	0,04	1	CV
Etage 6	57,248	0,210	5,355	0,075	1,875	CV
Etage 7	56,976	0,209	5,355	0,075	1,875	CV
Etage 8	53,39	0,196	5,355	0,075	1,875	CV
Etage 9	66,313	0,243	6,12	0,075	1,875	CV

### 5.2.4 Ferrailage des poteaux

Dans notre exemple de calcul, nous choisissons un poteau situé en sous-sol avec des dimensions de 55x55cm<sup>2</sup>.

#### 5.2.4.1 Armatures longitudinales

ELU :

a.  $N_{max}$  avec  $M_{co}$

**Tableau 5-4 Les sollicitations des poteaux (N\_MAX, M\_co)**

Section	ELU	
	$N_{max}$ (KN)	$M_{co}$ (KN.m)
55x55	2547,76	11,4952

$$b = 55 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,55 = 0,495 \text{ m}$$

$$d' = 0,1h = 0,1 \times 0,55 = 0,055 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_{co}}{N_{max}} = 0,004 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,224$$

Moment fictive :

$$M_a = N_u \cdot e_a = 570,539 \text{ KN.m}$$

Vérification du domaine :

$$N_u x (d - d') - M_a = 2,54776x(0,495 - 0,055) - 0,570 = 0,550$$

$$(0,5 h - d') b \cdot h \cdot f_{bc} = (0,5 \times 0,55 - 0,055) \times 0,55 \times 0,55 \times 14,16 = 0,942$$

Donc :  $0,55 < 0,942$

$N_u x(d - d') - M_a < (0,5h - d')b \cdot h \cdot f_{bc} \longrightarrow$  SEC avec compression non uniforme

$$A_i = 0$$

$$A_s = \frac{N_u - (1 - x)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{sc}}$$

$$x = \frac{0,5 \frac{d'}{h} \frac{(d-d')N-M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{\frac{6}{7} \frac{d'}{h}} = \frac{0,5 \frac{0,055}{0,55} \frac{(0,495-0,055)2,54776-0,57}{0,55 \cdot 0,55^2 \cdot 14,16}}{\frac{6}{7} \frac{0,055}{0,55}} = 0,22$$

$$A_s = -0,002279 \text{ m}^2 = -22,79 \text{ cm}^2$$

**b.  $M_{max}$  Avec  $N_{co}$**

**Tableau 5-5 Les sollicitations des poteaux ( $M_{max}$ ,  $N_{co}$ )**

Section	ELU	
	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{co}$ (KN)
35x35	76,5865	168,371

$b = 35 \text{ cm}$

$d = 0,9h = 0,9 \times 0,35 = 0,27 \text{ m}$

$d' = 0,1h = 0,1 \times 0,35 = 0,035 \text{ m}$

$$e = \frac{M}{N} = 0,454$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,594$$

Moment fictive :

$$M_a = N_u \cdot e_a = 0,16837 \times 0,594 = 0,1 \text{ MN.m}$$

Vérification du domaine :

$$N_u x(d - d') - M_a = 0,16837x(0,27 - 0,035) - 0,1 = 0,060 \dots (1)$$

$$(0,337 - 0,81x \frac{d'}{d}) \times b \times d^2 \times f_{bc} = 0,084 \dots (2)$$

Donc :  $0,060 < 0,242$

<(2) Domaine 2 :  $\longrightarrow$  La section est partiellement comprimée avec armature inférieurs tendues.

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,1}{0,35 \times 0,27^2 \times 14,16} = 0,276 \leq \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{Section à simple Armature}$$

Les armatures supérieures :  $A_2 = 0$

Les armatures inférieures :  $A_1$  sont calculées par la formule :

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{M_a}{z} - N \right)$$

Avec :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,41$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0,225$$

$$A_1 = \frac{1}{348} \left( \frac{0,1}{0,225} - 0,076 \right) = 10,58 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est négatif, alors on va ferrailer avec le minimum du RPA 2024.

Pourcentage minimal

$$A_{min} = 0,9\%(b.h) \dots\dots\dots \text{(Zone III)}$$

$$A_{min} = 0,9\%(55 \times 55) = 27,225 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal :

$$A_{max} = 4\% (b.h) = 121 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{max} = 8\% (b.h) = 242 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

Le diamètre minimum est de 12mm.

La longueur minimale des recouvrements est de :  $50 \phi$  en zone III.

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

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

**Tableau 5-6 Ferrailage des poteaux**

Niveau	Section	Amin (RPA)	Amax (zone courant)	Amax (zone de recouvrement)	A (calculé)	Ferrailage longitudinale	
						Choix	Section
S.S	55x55	27,225	121	242	-61,49	4T20+8T16	28,65
RDC	55x55	27,225	121	242	-59,8	4T20+8T16	28,65
Etage 1	50x50	22,5	100	200	-49,78	12T16	24,13
Etage 2	45x45	18,225	81	162	-38,89	12T16	24,13
Etage 3	45x45	18,225	81	162	-18,85	12T16	24,13
Etage 4	45x45	18,225	81	162	-39,70	12T16	24,13
Etage 5	45x45	18,225	81	162	-27,54	12T16	24,13
Etage 6	40x40	14,4	64	128	-16,65	8T16	16,08
Etage 7	40x40	14,4	64	128	-30,36	8T16	16,08
Etage 8	40x40	14,4	64	128	-30,12	8T16	16,08
Etage 9	35x35	11,025	49	98	10,58	8T16	16,08

### 5.2.4.2 Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées

Avec

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_l \cdot F_e}$$

$A_t$ : Section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.

$V_u$ : Est l'effort tranchant de calcul (avec  $V_{max}=74,727$  KN)

$h_l$ : Hauteur totale de la section brute.

$F_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversal

$\rho$ : Est un coefficient correcteur :

$\rho = 2,5$  Si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3,75$  Si l'élançement géométrique  $\lambda_g < 5$

$St$ : Est l'espacement des armatures transversales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées avec :

$$\Phi_l \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$\Phi_l$ : Le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

$\Phi_l \leq \min(1,57; 5,5; 2)$  On prend  $\phi 8$

### 5.2.4.3 Calcul de l'espacement

Zone nodale : (zone III)

$St \leq \min(10 \phi_l; 12,5 \text{ cm})$   $St \leq \min(16; 12,5 \text{ cm})$   $St=10 \text{ cm}$

Zone courante : (zone III)

$$St' \leq 15 \phi_l \quad St' \leq 24 \text{ cm} \quad St' = 20 \text{ cm}$$

### 5.2.4.4 Recouvrement

D'après le RPA 2024 ; La longueur minimale de recouvrement est de  $50\phi$  (Zone III).

$$\Phi = 2 \text{ cm} \quad L_r = 50 * 2 = 100 \text{ cm} \quad L_r = 100 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \quad L_r = 50 * 1,6 = 80 \text{ cm} \quad L_r = 80 \text{ cm}$$

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

20 cm (zone III).

### 5.2.4.5 La longueur de la zone nodale

Selon le RPA 2024 :

$$h' = \max(h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = \max(68; 55; 55; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = 70 \text{ cm}$$

$A_t (\min) = 0,51\% \cdot St \cdot b$

Chapitre 05 : Etude des éléments résistants  
**Tableau 5-7 Les armatures transversales des poteaux**

Etage	H (cm)	Tmax(KN)	$\lambda_g$	$\rho$	t	t'	At (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Choix
S.S	55	30,909	3,57	3,75	10	20	0,5	2,8	4T10
RDC	55	49,849	4,76	3,75	10	20	1,07	2,8	4T10
Etage 1	50	74,727	4,284	3,75	10	20	1,6	2,55	4T10
Etage 2	45	60,743	4,76	3,75	10	20	1,6	2,295	4T10
Etage 3	45	60,406	4,76	3,75	10	20	1,59	2,295	4T10
Etage 4	45	59,221	4,76	3,75	10	20	1,56	2,295	4T10
Etage 5	45	57,654	4,76	3,75	10	20	1,52	2,295	4T10
Etage 6	40	57,248	5,355	2,5	10	20	1,91	2,04	4T10
Etage 7	40	56,976	5,355	2,5	10	20	1,9	2,04	4T10
Etage 8	40	53,39	5,355	2,5	10	20	1,78	2,04	4T10
Etage 9	35	66,313	6,12	2,5	10	20	2,53	1,785	4T10

ELS :

D'après le (C.B.A.93), on considère que les fissurations sont préjudiciables donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton et dans les aciers :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{bc} = 0,6x f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

**Tableau 5-8 Sollicitations maximales à ELS**

Niveau	N max	M cor	M max	N cor
Sous sol	1844,195	8,0399	72,343	11,778
RDC	1606,784	17,8715	48,7179	1154,122
Etage 1	1411,449	12,5096	43,8701	724,426
Etage 2	1230,312	11,7125	43,8804	646,979
Etage 3	1055,225	12,6134	43,8741	569,938
Etage 4	901,224	10,5206	43,8583	493,337
Etage 5	749,46	11,2226	49,3654	536,664
Etage 6	598,495	8,8745	43,844	341,633
Etage 7	451,008	10,3749	43,8001	262,452
Etage 8	305,023	9,8539	49,2927	230,896
Etage 9	159,863	6,5457	43,5668	132,81

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = 0,004 \text{ m} \leq \frac{h}{6} = 0,091 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{- \left[ \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \cdot e^2 + nA_2 \left( -e + \frac{h}{2} - d' \right)^2 + nA_1 \left( -e + \frac{h}{2} - d \right)^2 \right]}{-b \cdot h \cdot e + nA_2 \left( -e + \frac{h}{2} - d' \right) + nA_1 \left( -e + \frac{h}{2} - d \right)}$$

$$e_1 = \frac{- \left[ \frac{0,55 \cdot 0,55^3}{12} + 0,55 \cdot 0,55 \cdot 0,004^2 + 15 \cdot 0,002865 \left( -0,004 + \frac{0,55}{2} - 0,495 \right)^2 \right]}{-0,55 \cdot 0,55 \cdot 0,004 + 15 \cdot 0,002865 \left( -0,004 + \frac{0,55}{2} - 0,495 \right)} = 0,903$$

$$I_{AN} = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \cdot (e_1 - e)^2 + nA_2 \left( e_1 - e + \frac{h}{2} - d' \right)^2 + nA_1 \left( e_1 - e + \frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$I_{AN} = \frac{0,55 \cdot 0,55^3}{12} + 0,55 \cdot 0,55 \cdot (0,903 - 0,004)^2 + 15 \cdot 0,002865 \left( 0,903 - 0,004 + \frac{0,55}{2} - 0,495 \right)^2$$

$$I_{AN} = 0,271$$

Section homogène :

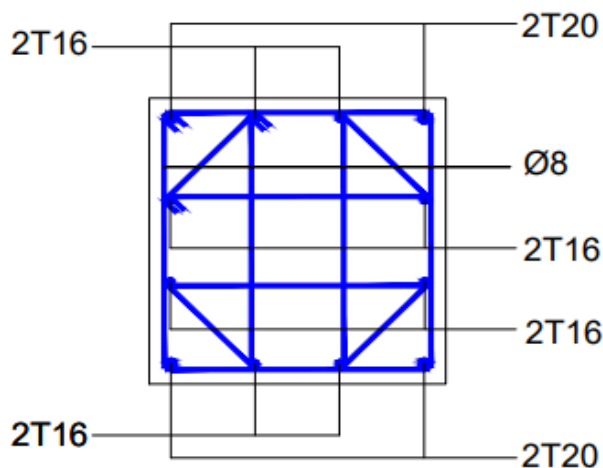
$$B = b \cdot h + n(A_1 + A_2)$$

$$B = 0,55 \cdot 0,55 + 15 \cdot (0,002865) = 0,345 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{bcmax} = \frac{N_s}{B} + \frac{M_s \cdot V_1}{I_{AN}} = \frac{1,844}{0,345} + \frac{0,0803 \cdot 0,225}{0,271} = 5,41 \text{ MPa} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{bcmin} = \frac{N_s}{B} - \frac{M_s \cdot V_2}{I_{AN}} = \frac{1,844}{0,345} - \frac{0,0803 \cdot 0,225}{0,271} = 5,27 \text{ MPa} \geq 0 \quad \text{CV}$$

Niveau	e	e <sub>1</sub>	I <sub>AN</sub>	B	σ <sub>bcmax</sub>	σ <sub>bcmin</sub>	Observation
S.S	0,004	0,903	0,271	0,345	5,42	5,27	CV
RDC	0,011	0,751	0,184	0,345	4,68	4,63	CV
Etage 1	0,009	0,693	0,132	0,238	5,95	5,90	CV
Etage 2	0,009	0,545	0,082	0,238	5,20	5,137	CV
Etage 3	0,011	0,520	0,074	0,238	4,47	4,39	CV
Etage 4	0,011	0,520	0,074	0,238	3,82	3,75	CV
Etage 5	0,014	0,488	0,065	0,238	3,18	3,11	CV
Etage 6	0,014	0,449	0,034	0,184	3,30	3,20	CV
Etage 7	0,023	0,373	0,022	0,184	2,55	2,35	CV
Etage 8	0,032	0,326	0,016	0,184	1,78	1,534	CV
Etage 9	0,04	0,290	0,012	0,146	1,198	0,98	CV



Poteau (50x50)

Figure 5-1 Schéma du ferrailage du poteau de sous – sol

### 5.3 Les poutres

Nous prenons un exemple de calcul : « poutre principale et poutre secondaire au niveau du sous- sol »

**Tableau 5-9 Sollicitation de la poutre principale à ELU**

	Mt (KN.m)	Ma(KN.m)	V (kN)
Pp (45 ; 30)	49.118	60.627	83.663
Ps (40 ; 30)	112.362	128.963	99.741

**Tableau 5-10 Sollicitation de la poutre principale à ELS**

	Mt (KN.m)	Ma(KN.m)
Pp (45 ; 30)	34.628	37.69
Ps (40 ; 30)	45.47	47.12

#### 5.3.1 Ferrailage des poutres principales

##### 5.3.1.1 Ferrailages longitudinaux

a. En travée

ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{49.118 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 14.17} = 0.07 < 0.392 \quad (\text{Section simple Armature})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.07}) = 0.09$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.405(1 - 0.4 \times 0.09) = 0.390 \text{ m}$$

$$A_{st} d c = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 3.62 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisis est de : 4T16 de section : 8.04cm<sup>2</sup>

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{30 \times 45}{1000} ; 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq 1.46 \text{ cm}^2 \quad \text{cm}^2 \quad (\text{cv})$$

ELS :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} x^2 + 15A_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3} x^3 + 15A_{sc}(x - d')^2 + 15A_{st}(d - x)^2$$

Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} \quad ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s (d - x)}{I}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments résistants  
**Tableau 5-11 Vérification des contraintes en travée**

	Ms(KN.M)	X (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ(mpa)		σ̄ (mpa)		observation
				σ <sub>bc</sub>	4.47	σ̄ <sub>bc</sub>	15	
Poutre principale	34.682	14.46	112011.28	σ <sub>st</sub>	120.94	σ̄ <sub>st</sub>	201.66	cv

Armatures maximales : selon le RPA 2024 :

$$A_{max}=4\% (b Xh) = 54\text{cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{max}=6\% (b Xh) = 81\text{cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

Armatures minimales : selon le RPA 2024

$$A_{min}=0,5\% (b \times h) = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ travée}} = 8,04 > 6.75 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

b. En appuis :

ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{60.627 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 14.17} = 0.086 < 0.392 \quad \text{(Section simple armature)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.086}) = 0.306$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.405(1 - 0.4 \times 0.306) = 0.355 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 4.90 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisis est de : 6T16 de section : 12.06 cm<sup>2</sup>

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{30 \times 45}{1000} ; 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq 1.46 \text{ cm}^2 \quad \text{(cv)}$$

ELS :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}x^2 + 15A_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15A_{sc}(x - d')^2 + 15A_{st}(d - x)^2$$

Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} \quad ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s (d - x)}{I}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments résistants  
**Tableau 5-12 Vérification des contraintes en appui**

	Ms(KN.M)	X (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ(mpa)		σ̄ (mpa)		observation
				σ <sub>bc</sub>	σ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	
Poutre principale	37.69	16.87	149021.878	σ <sub>bc</sub>	4.26	σ̄ <sub>bc</sub>	15	cv
				σ <sub>st</sub>	89.646	σ̄ <sub>st</sub>	201.66	cv

Armatures maximales : selon le RPA 2024 :

$$A_{max} = 4\% (b X_h) = 54 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{max} = 6\% (b X_h) = 81 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

Armatures minimales : selon le RPA 2024

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ appui}} = 9.24 > 6.75 \text{ cm}^2 \text{ (cv)}$$

### 5.3.1.2 Ferrailage transversale

a-Calcul de Φ<sub>t</sub> :

$$\Phi_t = \min \left( \frac{h}{35}; \varphi_{min}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min (45 / 35 ; 1,6 ; 30 / 10)$$

On prend : Φ = 8mm

b-Calcul des espacements entre les armatures : Selon le RPA 2024 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min (h / 4 ; 24\varphi ; 17.5 \text{ cm} ; 6 \Phi)$$

$$S_t \leq \min (11.25 ; 19.2 ; 17.5 ; 48)$$

On choisi st=10cm

Zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm avec : } S'_t = \min (h/4 ; 12 \Phi)$$

On prend : S'\_t = 20cm

### 5.3.1.3 Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{0.083663}{0.3 \times 0.405} = 0.688$$

$$\tau_{adm} = \min \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau < \tau_{adm} \quad (\text{cv})$$

## 5.3.2 Ferrailage des poutres secondaire

### 5.3.2.1 Ferrailage longitudinal

a. En travée :

ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{112.362 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.203 < 0.392 \quad (\text{Section simple armature})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.203}) = 0.286$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.36(1 - 0.4 \times 0.286) = 0.318 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 10.15 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisis est de : 6T16 ; de section : 12.06 cm<sup>2</sup>

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{30 \times 40}{1000} ; 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq 1.3 \text{ cm}^2 \quad (\text{cv})$$

ELS:

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}x^2 + 15A_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15A_{sc}(x - d')^2 + 15A_{st}(d - x)^2$$

Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} \quad ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s (d - x)}{I}$$

**Tableau 5-13 Vérification des contraintes en travée**

	Ms(KN.M)	X (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ(mpa)		σ̄ (mpa)		observation
				σ <sub>bc</sub>	σ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	
Poutre principale	45.47	15.66	113245.047	σ <sub>bc</sub>	6.28	σ̄ <sub>bc</sub>	15	cv
				σ <sub>st</sub>	122.5	σ̄ <sub>st</sub>	201.66	cv

Armatures maximales : selon le RPA 2024 :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{zone courante}$$

$$A_{\max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \quad \text{zone de recouvrement}$$

Armatures minimales : selon le RPA 2024

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ travée}} = 12.06 > 6 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

b. En appuis :

ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{128.963 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.234 < 0.392 \quad (\text{Section simple armature})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.234}) = 0.338$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.36(1 - 0.4 \times 0.338) = 0.311 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 11.92 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisis est de : 6T16 ; de section : 12.06cm<sup>2</sup>

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{30 \times 40}{1000} ; 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq 1.3 \text{ cm}^2 \quad (\text{cv})$$

ELS:

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}x^2 + 15A_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15A_{sc}(x - d')^2 + 15A_{st}(d - x)^2$$

Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} \quad ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s (d - x)}{I}$$

**Tableau 5-14 Vérification des contraintes en appui**

	Ms(Kn.M)	X (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ(mpa)		σ̄(mpa)		observation
Poutre principale	47.12	15.66	113245.047	σ <sub>bc</sub>	6.51	σ̄ <sub>bc</sub>	15	cv
				σ <sub>st</sub>	126.94	σ̄ <sub>st</sub>	201.66	cv

Armatures maximales : selon le RPA 2024 :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{zone courante}$$

$$A_{\max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \quad \text{zone de recouvrement}$$

Armatures minimales : selon le RPA 2024

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ appui}} = 12.06 > 6 \text{ cm}^2 \quad (\text{cv})$$

### 5.3.2.2 Ferrailage transversale

a-Calcul de Φt :

$$\Phi_t = \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{\min} ; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(40/35 ; 1.6 ; 30/10)$$

On prend : Φ = 8mm

b-Calcul des espacements entre les armatures : Selon le RPA 2024 :

Zone nodale :

$$St \leq (h/4 ; 24\phi ; 17.5\text{cm} ; 6 \Phi l)$$

$$St \leq \min (10 ; 38.4 ; 17.5 ; 48)$$

On choisi  $st=10\text{cm}$

Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ avec : } S_T' = \min (h/4 ; 12 \Phi l)$$

En prend :  $S_t' = 20 \text{ cm}$

### 5.3.2.3 Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{99.741 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36} = 0.923 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau < \tau_{adm} \quad (\text{cv})$$

### 5.3.3 Tableau Récapitulatif :

**Tableau 5-15 Ferrailage des poutres principales**

Poutre principale	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
	Amin (cm <sup>2</sup> )	Travée		appuis		$\phi$ (mm)	St (cm)	St' (cm)
		Acalcul (cm <sup>2</sup> )	Achoix (cm <sup>2</sup> )	Acalcul (cm <sup>2</sup> )	Achoix (cm <sup>2</sup> )			
Sous -sol	6.75	3.62	4T16	8.17	6T14	8	10	20
RDC	6.75	3.62	4T16	8.02	6T14	8	10	20
Etage 1	6.75	3.62	4T16	7.96	4T16	8	10	20
Etage 2	6.75	3.62	4T16	7.32	4T16	8	10	20
Etage 3	6.75	3.62	4T16	7.29	4T16	8	10	20
Etage 4	6.75	3.62	4T16	8.02	4T16	8	10	20
Etage 5	6.75	3.62	4T16	7.53	4T16	8	10	20
Etage 6	6.75	3.62	4T16	6.67	6T12	8	10	20
Etage 7	6.75	3.62	4T16	6.74	6T12	8	10	20
Etage 8	6.75	3.62	4T16	6.08	6T12	8	10	20
Etage 9	6.75	3.62	4T16	3.62	6T12	8	10	20

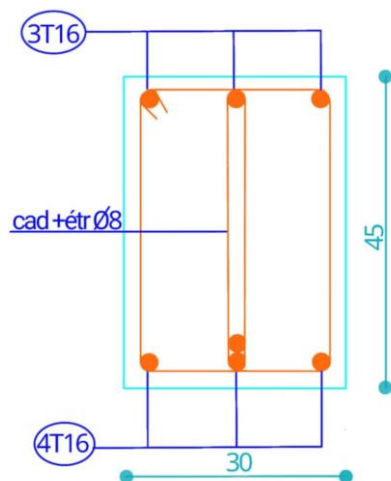
**Tableau 5-16 Ferrailage des poutres secondaires**

Poutre principale	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
	Amin (cm <sup>2</sup> )	Travée		appuis		$\phi$ (mm)	St (cm)	St' (cm)
		Acalcul (cm <sup>2</sup> )	Achoix (cm <sup>2</sup> )	Acalcul (cm <sup>2</sup> )	Achoix (cm <sup>2</sup> )			
Sous -sol	6	10.15	6T16	11.92	6T16	8	10	20
RDC	6	8.58	6T16	10.37	6T16	8	10	20
Etage 1	6	7.58	4T16	10.07	6T16	8	10	20
Etage 2	6	7.27	4T16	9.82	6T16	8	10	20
Etage 3	6	7.33	4T16	9.60	6T16	8	10	20
Etage 4	6	7.34	4T16	9.03	6T14	8	10	20
Etage 5	6	4.20	4T12	8.42	6T14	8	10	20

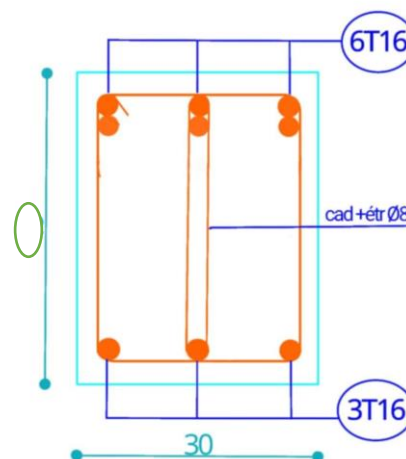
Etage 6	6	3.98	4T12	7.54	4T16	8	10	20
Etage 7	6	3.83	4T12	7.31	4T16	8	10	20
Etage 8	6	3.60	4T12	7.07	4T16	8	10	20
Etage 9	6	3.16	4T12	6.98	4T16	8	10	20

### 5.3.4 Schéma de ferrailage

- Poutre principale

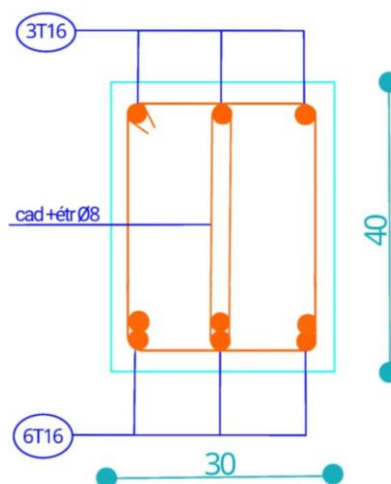


En travée

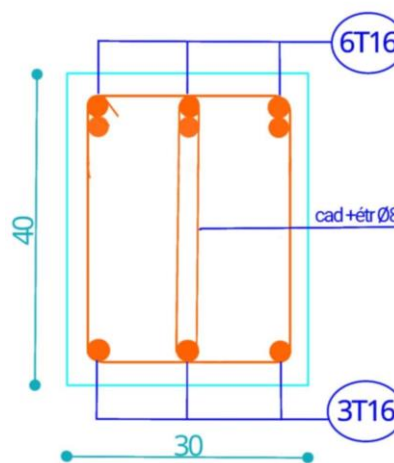


En appui

- Poutre secondaire



En travée



En appui

## 5.4 Les voiles

### 5.4.1 Introduction

Selon les directives du RPA 2024, différentes combinaisons de charges sont prises en compte dans le calcul, notamment

1,35G+1,5Q pour les états limites ultimes (ELU)

G+Q pour les états limites de service (ELS)

$$\begin{cases} G + 0,3Q + EX + 0,3EY \\ G + 0,3Q + EX - 0,3EY \\ G + 0,3Q - EX + 0,3EY \end{cases} \text{ Pour les états limites accidentels (ELA)}$$

$$\begin{cases} G + 0,3Q - EX - 0,3EY \\ G + 0,3Q + 0,3EX - 0,3EY \\ G + 0,3Q + 0,3EX - 0,3EY \end{cases} \text{ Pour les états limites accidentels (ELA)}$$

$$\begin{cases} G + 0,3Q - 0,3EX + 0,3EY \\ G + 0,3Q - 0,3EX - 0,3EY \end{cases}$$

### 5.4.2 Vérification des contraintes tangentielles

V (xx')

D'après le RPA 2024 (L'article 7.7.2) ; les contraintes tangentielles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \leq 0,2f_{c28}$$

Avec :

$$V = 1,4 V_{u,calcul}$$

$b_0$ :Épaisseur du linteau ou des voiles

d : hauteur utile avec  $d=0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

Avec  $b = 0.2 \text{ m}$  et  $d = 0,9 \times 1 = 0,9 \text{ m}$

**Tableau 5-17 Vérifications des contraintes**

	Vmax(MN)	$\tau_b$ (MPa)	$\tau_b = 0,2f_{c28}$	Observation
Voile	0,01277	0.0993	5	CV

V (yy')

Avec  $b = 0.2 \text{ m}$  et  $d = 0,9 \times 4.62 = 4.158 \text{ m}$

**Tableau 5-18 Vérifications des contraintes**

	Vmax(MN)	$\tau_b$ (MPa)	$\tau_b = 0,2f_{c28}$	Observation
Voile	0,00739	0,01244	5	CV

#### 5.4.2.1 Calcul du ferrailage

Les critères de ferrailage comprennent notamment un pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, défini comme suit :

0,15 % Globalement dans la section du voile.

0,10 % En zone courante.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq 1,5e$  ;  $S \leq 30cm$

### 5.4.2.2 Détermination du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section [0,20 m x 1,00 m] :

La combinaison d'action qui donne l'effort normal le plus important est :

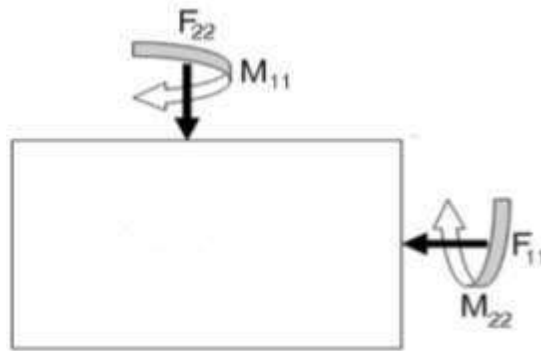


Figure 5-2 Schéma des forces du voile

V (xx')

$L = 1 \text{ m} ; b = 0,20 \text{ m} ;$

$M = 1.53 \text{ KN.m} ; F_{11} (\text{max}) = 635,13 \text{ KN} . Y = \frac{L}{2} = 0,5 \text{ m}$

$$I = \frac{b \cdot l^3}{12} = 0,016 \text{ m}^4$$

$$\sigma_a = \frac{N}{S} + M * \frac{Y}{I} = 3223,46 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{S} - M * \frac{Y}{I} = 3127,83 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_a, b > 0$  donc section entièrement comprimé.

La section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue" Alors la zone courante est armée par le minimum

Le ferrailage vertical :

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ( $L = 1 \text{ m}$ )

$$A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On choisit : 4T12 de section  $4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le ferrailage horizontal :

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On choisit : 4T12 de section  $4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Espacement :

D'après le RPA 2024, on a :

$$\text{Espacement verticale et horizontale : } S \leq \min (1,5e ; 30) \rightarrow S \leq \min (30 ; 30 \text{ cm})$$

On prend:  $S = 20 \text{ cm}$

V (xx')

$$L = 1 \text{ m}; b = 0,20\text{m}; M_{11} (\text{max}) = 22.70\text{KN.m}; f_{l1} = 60.84 \text{ KN.Y} = \frac{L}{2} = 0,5 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \cdot l^3}{12} = 0,016 \text{ m}^4$$

$$\sigma_a = \frac{N}{S} + M * \frac{Y}{I} = 1013.575\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{S} - M * \frac{Y}{I} = -405.175 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_b < 0 < \sigma_a$  Donc section partiellement comprimé.

$$\mu = \frac{\frac{L}{\sigma_a + 1}}{\sigma_b} = 0.285$$

$$T = (\sigma_b * b * \mu) = 0.023 \text{ MN}$$

$$A_{st} = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.661 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage vertical :

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit : 4T12 de section 4.52cm<sup>2</sup>/ml

Le ferrailage horizontal :

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h = 0,15 \% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit : 4T12 de section 4.51cm<sup>2</sup>/ml.

Espacement :

D'après le RPA 2024, on a :

$$\text{Espacement verticale et horizontale : } S \leq \min (1,5e ; 30) \rightarrow S \leq \min (30 ; 30\text{cm})$$

On prend: S = 20cm

V (yy')

$$L = 4,62 \text{ m}; b = 0,20\text{m}; M_{22} = 0.306 \text{ KN.m}; F_{22} (\text{max}) = 127,03\text{KN.Y} = \frac{L}{2} = 2,31 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \cdot l^3}{12} = 1,64 \text{ m}^4$$

$$\sigma_a = \frac{N}{S} + M * \frac{Y}{I} = 138.99\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{S} - M * \frac{Y}{I} = 138.12 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_a, \sigma_b > 0$  donc section entièrement comprimé.

## Chapitre 05 : Etude des éléments résistants

La section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue" Alors la zone courante est armée par le minimum

Le ferrailage vertical :

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisi : 4T12 de section 4.52cm<sup>2</sup>/ml

Le ferrailage horizontal :

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h = 0,15 \% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit : 4T12 de section 4.52cm<sup>2</sup>/ml.

Espacement :

D'après le RPA 2024, on a :

$$\text{Espacement verticale et horizontale : } S \leq \min (1,5e ; 30) \rightarrow S \leq \min (30 ; 30\text{cm})$$

On prend: S = 20cm

V (yy')

$$L = 4,62 \text{ m}; b = 0,20\text{m}; M_{22} = 4.54\text{KN.m}; F_{22} (\text{max}) = 12.17\text{KN.} Y = \frac{L}{2} = 2,31 \text{ m}$$

$$I = \frac{b.l^3}{12} = 1,64 \text{ m}^4$$

$$\sigma_a = \frac{N}{S} + M * \frac{Y}{I} = 19.56\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{S} - M * \frac{Y}{I} = 6.77\text{KN/m}^2$$

$\sigma_a, b > 0$  donc section entièrement comprimé.

La section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue" Alors la zone courante est armée par le minimum

Le ferrailage vertical :

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit : 4T12 de section 4.52cm<sup>2</sup>/ml

Le ferrailage horizontal :

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h = 0,15 \% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit : 4T12 de section 4.52cm<sup>2</sup>/ml.

Espacement :

D'après le RPA 2024, on a :

Espacement verticale et horizontale :  $S \leq \min (1,5e ; 30) \rightarrow S \leq \min (3 ; 30\text{cm})$

On prend :  $S = 20\text{cm}$



**Figure 5-3 Ferrailages des murs voiles**

### 5.5 Conclusion

Pour garantir la stabilité, les performances optimales et la rentabilité d'une structure soumise à des charges dynamiques, il est indispensable de vérifier correctement le dimensionnement et le renforcement des éléments structuraux. Ces vérifications sont nécessaires pour satisfaire aux exigences des codes RPA2024 et BAEL99. Le respect de ces exigences garantit non seulement la résistance de la structure, mais aussi sa durabilité face aux charges dynamiques au fil du temps.

# ***6 Chapitre06 : Etude de l'infrastructure***

### 6.1 Introduction

Les fondations d'un bâtiment sont les éléments qui reposent sur le sol et qui répartissent les charges de la superstructure sur ce dernier. Il s'agit donc de l'élément le plus important d'un bâtiment, car sa conception et sa construction déterminent les performances optimales du bâtiment dans son ensemble.

### 6.2 Combinaisons de calcul

D'après le RPA 2024 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + 0.3Q \pm 0.3Ex \pm Ey \\ G + 0.3Q \pm Ex \pm 0.3Ey \end{cases}$$

$$\begin{cases} 1.35G + 0.5Q & ELU \\ G + Q & ELS \end{cases}$$

### 6.3 Choix de types de fondation

Le type de fondation recommandé pour notre bâtiment est la fondation en bande. Cependant, après le dimensionnement, les semelles deviennent relativement larges et s'étendent sur presque toute la distance entre les poteaux. C'est pourquoi nous avons choisi une dalle de fondation pour réduire les tassements, en particulier les tassements différentiels.

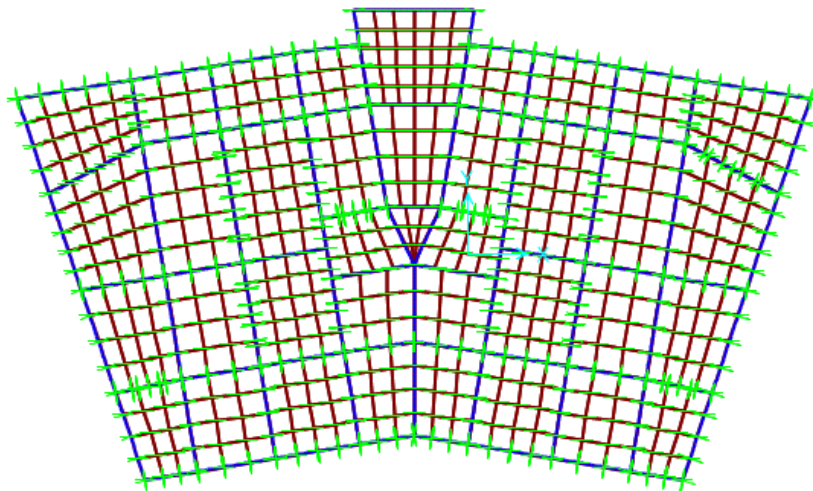


Figure 6-1 radier général

### 6.4 Etude du radier général

#### 6.4.1 Prédimensionnement

$$H_n = \frac{L_{Max}}{10} = \frac{5.75}{10} = 0.575 \text{ m}$$

$$H_d = \frac{L_{Max}}{20} = 0.287 \text{ m}$$

On prend  $H_d = 60 \text{ cm}$

$H_n$  : hauteur de nervure

$h_d$  : hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 5.75 \text{ m}$ )

**6.4.1.1 La condition de raideur (rigidité)**

Il faut que :

$$\frac{\pi}{2}le \geq L_{max} \quad \text{avec : } le \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Le : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E: Module de Young ( $E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$ )

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

Soil	$k_s, \text{ kN/m}^3$
Loose sand	4800–16 000
Medium dense sand	9600–80 000
Dense sand	64 000–128 000
Clayey medium dense sand	32 000–80 000
Silty medium dense sand	24 000–48 000
Clayey soil:	
$q_a \leq 200 \text{ kPa}$	12 000–24 000
$200 < q_a \leq 800 \text{ kPa}$	24 000–48 000
$q_a > 800 \text{ kPa}$	> 48 000

**Tableau 6-1 tableau de module de réaction du sol**

$$K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$I = \frac{b \times Ht^3}{12} \quad \longrightarrow \quad Ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.75^4 \times 4.104}{3.14^4 \times 3.21107}} \quad \text{donc : } Ht = 0.8 \text{ m}$$

On prend  $Ht = 0.9 \text{ m}$

$$I = 0.060 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad le = 3.725 \text{ m}$$

Vérification de condition :

$$\frac{\pi}{2}le \geq L_{max} \quad 5.85 > 5.75 \quad \longrightarrow \quad cv$$

On prend :  $hd = 0.6$

En utilisant le logiciel SAP 2000 pour avoir les déplacements en ELS qui servent à calculer :

$$\sigma_1 = k \times z_{max} z_{max} = 0.056 \text{ m}$$

$$\sigma_2 = k \times z_{min} z_{min} = 0.021 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = 2.24 \text{ bar}$$

$$\sigma_2 = 0.84 \text{ bar}$$

$$\sigma_b = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.89\sigma_b < \sigma_{sol} cv$$

**6.4.1.2 Calcul du Débordement (D)**

$$D \geq \text{Max}\left(\frac{Ht}{2}, 30 \text{ cm}\right)$$

$D \geq 45 \text{ cm}$  on prend  $D = 1 \text{ m}$

### 6.4.2 Vérification au poinçonnement

Selon le BAEL99, on doit vérifier la condition :

$$N_u \leq 0.045 \times h_n \times u_u \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : L'effort normal du poteau le plus sollicité à l'état limite ultime

$h_n$  : Hauteur de la nervure = 90 cm

$u_u$  : Périmètre du poteau

$N_u = 2747.76 \text{ KN}$

$u_u = (u_0 + v_0) \times 2 = (u + h + u + h) \times 2 = (u \times h) \times 4 = (90 + 100) \times 4 = 760 \text{ cm}$

Charge limite :

$$Q_u = 0.045 \times h_n \times u_u \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 0.9 \times 7.6 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 5130 \text{ kN}$$

$N_u < 5130 \text{ KN}$  Pas de risque de poinçonnement

### 6.4.3 Vérification de la stabilité au renversement

Selon RPA 2024, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens X-X :

$$e = \frac{15127.773}{86333.25} = 0.175 \text{ m} \leq \frac{23.28}{4} = 5.82 \text{ m} \quad cv$$

Sens X-Y :

$$e = \frac{201308.2747}{86333.25} = 2.33 \text{ m} \leq \frac{17.21}{4} = 4.30 \text{ m} \quad cv$$

Donc : il n'y a pas de risque de renversement

## 6.5 Calcul du ferrailage

Après une modélisation du radier avec le logiciel « Sap 2000 » on a obtenu les résultats Suivants :

**Tableau 6-2 Les sollicitations du radier**

		ELU		ELS	
		M11(KN.m)	M22(KN.m)	M11(KN.m)	M22(KN.m)
Dalle	Appuis	385.721	531.015	283.560	389.551
	travée	441.262	506.376	323.964	371.158
Nervure	Appuis	518.504	718.749	384.625	527.668
	travée	916.798	702.321	572.110	515.780

### 6.5.1 Calcul de ferrailage de la dalle

#### 6.5.1.1 Calcul du ferrailage longitudinal

Les calculs sont en flexion simple avec une section de  $(1 \text{ ml} \times 0.60) \text{ m}^2$  suivant les deux directions. on va choisir le ferrailage suivant Lx comme un exemple de calcul et on pose les résultats trouvés dans un tableau récapitulatif.

En travée :

ELU :

Suivant Lx :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0.441262}{1 \times 0.54^2 \times 14.17} = 0.106 < 0.392 \quad (\text{Section Simple Armature})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.106}) = 0.140$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.54(1 - 0.4 \times 0.140) = 0.509\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 24.92 \text{ cm}^2$$

On choisi (10T20) de section : 31.42cm<sup>2</sup>/ml

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{1 \times 0.6}{1000} ; 0.23 \times 1 \times 0.54 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq 6.52 \text{ cm}^2 \quad (\text{cv})$$

Ferrailage choisis est bon.

ELS :

Suivant Lx

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}x^2 - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$X = 27.76 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15A_{st}(d - x)^2 = 1037585.923 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton armé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = 8.667 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{cv}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s(d-x)}{I} = 122.89 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} \quad \text{cv}$$

En appuis :

ELU :

Suivant Lx :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0.385721}{bd^2\sigma_{bc}} = 0.093 < 0.392 \quad (\text{Section Simple Armature})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.093}) = 0.122$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.54 \times (1 - 0.4 \times 0.122) = 0.513 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 21.61 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{1 \times 0.6}{1000}; 0.23 \times 1 \times 0.54 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq 6.52 \text{ cm}^2 \quad (\text{cv})$$

Ferrailage choisis est de : (10T20) de section : 31.42cm<sup>2</sup>/ml

ELS :

Suivant Lx

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}x^2 - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$X = 27.76 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15A_{st}(d - x)^2 = 1037585.923 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton armé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = 7.58 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{cv}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s(d-x)}{I} = 107.566 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} \quad cv$$

Vérifications au cisaillement :

$$\tau = \frac{v}{bd} = \frac{0.83482}{1 * 0.54} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.54 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad cv$$

### 6.5.1.2 Ferrailage transversale

a-Calcul de  $\Phi_t$  :

$$\Phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(60/35; 1,6; 100/10)$$

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

b-Calcul des espacements entre les armatures : Selon le RPA 2024 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min(h/4; 24\phi; 17.5 \text{ cm}; 6\Phi_t)$$

$$S_t \leq \min(15; 38.4; 17.5; 48)$$

On choisi  $s_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm avec } S_t' = \min(h/4; 12\Phi_t)$$

On prend :  $S_t' = 20 \text{ cm}$

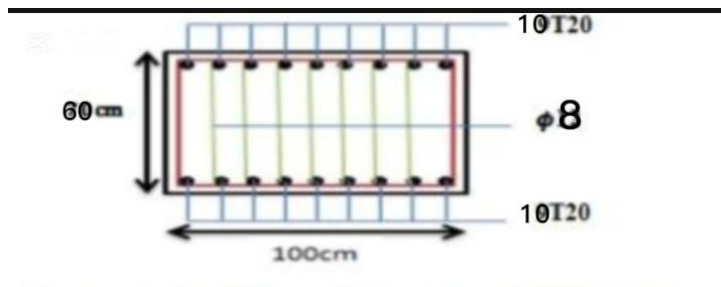


Figure 6-2 Ferrailage de la dalle

Tableau 6-3 Ferrailage de la dalle

		A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A choisi (cm <sup>2</sup> /ml)
Lx	Travée	24.92	(10T20)
	Appui	21.61	(10T20)
Ly	Travée	28.88	(10T20)
	Appui	30.35	(10T20)

## 6.5.2 Calcul de Ferrailage de la nervure

### 6.5.2.1 Ferrailages longitudinaux

Le calcul se fait en flexion simple avec une section (100x90) cm<sup>2</sup>. Nous prenons le ferrailage selon la direction longitudinale (Lx) comme exemple de calcul. Les résultats obtenus seront ensuite résumés dans un tableau récapitulatif.

En travée :

ELU :

Suivant Lx :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0.916798}{1 \cdot 0.81^2 \cdot 14.17} = 0.098 < 0.392 \quad (\text{Section Simple Armature})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.098}) = 0.129$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.81(1 - 0.4 \times 0.129) = 0.768$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 34.32 \text{ cm}^2$$

En choisi (10T25) : de section 49.09 cm<sup>2</sup>

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{100 \times 90}{1000}; 0.23 \times 100 \times 81 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq 9.78 \text{ cm}^2 \quad (\text{cv})$$

ELS :

Suivant Lx

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}x^2 - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$X = 27.95 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15A_{st}(d - x)^2 = 2800131.975 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton armé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = 5.71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}^{CV}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s(d-x)}{I} = 162.58 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}^{CV}$$

En appuis :

ELU :

Suivant Lx :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0.518504}{1 \times 0.81^2 \times 14.17} = 0.0557 < 0.392 \quad (\text{section simple armature})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0557}) = 0.071$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.81(1 - 0.4 \times 0.071) = 0.786 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 18.96$$

En choisi (10T25) : de section 49.09 cm<sup>2</sup>

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{100 \times 90}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 81 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq 9.78 \text{ cm}^2 \quad (cv)$$

ELS :

Suivant Lx

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}x^2 - nA_{st}(d-x) = 0$$

$$X = 27.95 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15A_{st}(d-x)^2 = 2800131.975 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton armé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = 3.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^{CV}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s(d-x)}{I} = 109.303 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \text{cv}$$

### 6.5.2.2 Vérifications au cisaillement

$$\tau = \frac{v}{bd} = \frac{0.68021}{1 * 0.81} = 0.839 \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.839 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad \text{cv}$$

### 6.5.2.3 Ferrailage transversale

a-Calcul de  $\Phi_t$  :

$$\Phi_t = \min \left( \frac{h}{35} ; \varphi_{\min} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min (90 / 35 ; 1,6 ; 100 / 10)$$

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

b-Calcul des espacements entre les armatures : Selon le RPA 2024 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min (h / 4 ; 24\varphi ; 17.5 \text{ cm} ; 6 \Phi_t)$$

$$S_t \leq \min (22.5 ; 38.4 ; 17.5 ; 48)$$

On choisi  $s_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm avec } : S'_t = \min (h/4 ; 12\Phi_t)$$

En prend :  $S'_t = 20 \text{ cm}$

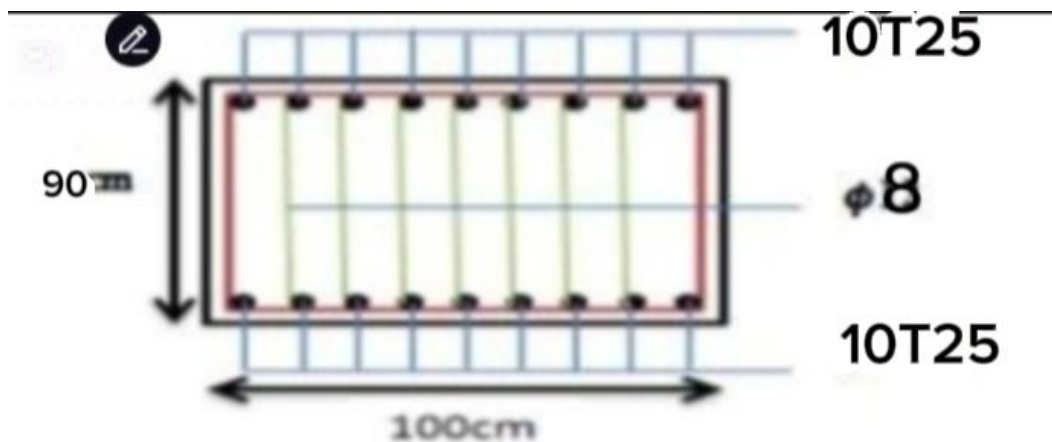


Figure 6-3 Ferrailage de nervure

**Tableau 6-4 ferrailage de nervure**

		A calcul (cm <sup>2</sup> /ml)	A choisi (cm <sup>2</sup> /ml)
Lx	Travée	34.32	(10T25)
	Appui	18.96	(10T25)
Ly	Travée	25.95	(10T25)
	Appui	26.59	(10T25)

## 6.6 Conclusion

Il existe plusieurs façons d'ériger des bâtiments, mais le choix doit se faire en fonction de critères techniques (propriétés du sol, type de sol, etc.) et économiques (coût) et donc de la fusibilité. En raison des fortes surcharges et de la hauteur importante de notre bâtiment, nous avons opté pour une fondation nervurée comme type optimal.

# ***7 Chapitre 07 : Etude économique***

## 7.1 Introduction

La réalisation d'un projet, notamment dans le secteur de la construction, exige une planification rigoureuse et un contrôle organisé. La gestion de projet planifie et gère les différentes phases du projet, de l'étude initiale à la livraison finale. Elle s'appuie sur des techniques et des outils tels que l'organigramme des tâches (WBS), la planification des ressources, l'estimation des coûts et le suivi de la mise en œuvre. Ce chapitre est consacré à la réalisation du devis quantitatif et estimatif de notre projet.

## 7.2 Le management de projet

Il est un ensemble de méthodes, d'outils et de compétences permettant de planifier et exécuter des actions dans le but d'atteindre un objectif précis dans des délais, budgets et ressources définis.

## 7.3 Projet

C'est un ensemble d'activités planifiées et coordonnées visant à concevoir, construire ou rénover une infrastructure physique dans un délai, un budget et des normes techniques donnés

### 7.3.1 Le cycle de vie d'un projet

Représente l'ensemble des quatre phases qu'un projet traverse :

1. Phase d'initiation :
  - Identification du besoin ou des problèmes.
  - Etude la faisabilité technique, économique et environnementale.
2. Phase de planification :
  - Détermination du budget prévisionnel
  - Analyse des risques et plan d'atténuation
3. Phase de réalisation :
  - Gestion des ressources et respect des délais
  - Contrôle qualité pendant l'exécution
4. Phase de clôture :
  - le produit ou le service est remis au demandeur
  - le projet est évalué et sa clôture administrative effectuée

### 7.3.2 Les différents intervenants du projet

#### -Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale qui finance et commende le projet

#### -Le maître d'œuvre :

Il conçoit le projet, établit les plans, coordonne les études et assure le suivi de l'exécution des travaux.

#### -Le contrôleur :

Il intervient pour vérifier la conformité technique du projet aux normes en vigueur

(Sécurité, solidité, accessibilité...)

#### -Les entreprises de réalisation :

## Chapitre 07 : étude économique

L'entreprise est liée par des contrats avec le maître de l'ouvrage, elle doit exécuter les travaux conformément aux contrats. Il peut s'agir d'une entreprise générale ou de plusieurs entreprises spécialisées.

### 7.4 Le découpage du projet

C'est une méthode permettant de diviser le projet en tâches fondamentales. Cette structure permet la planification, le suivi et le contrôle du projet en décrivant clairement chaque tâche à réaliser et son temps estimé. (WBS : Works Breakdown Structures)

**Tableau 7-1 Le WBS de notre projet**

Phase	Désignation des tâches
Installation et études	-Installation de chantier -étude de sol
Infrastructure / Terrassement	-Terrassement -Décapage de terre végétale -Implantation -Fouille de radier -Réalisation des regards en BA (0.8x0.8) -Fourniture et pose de canalisation D300avec sable compacté
Radier générale	-Béton de propreté -Radier en béton armé dosé 350 kg /m <sup>3</sup>
Superstructure-sous-sol	-Béton armé 350 kg /m <sup>3</sup> : Poteaux, poutres, voiles, dalles -dalle en corps creux -enduit ciment -pose de carrelage granito blanc 30x30 cm
Superstructure- RDC	-Béton armé 350 kg /m <sup>3</sup> : Poteaux, poutres, voiles, dalles -dalle en corps creux - escalier -Brique simple (10cm) -Brique double (30cm) -enduit ciment -pose de carrelage granito blanc 30x30 cm
Superstructure – étage 1à9	-Béton armé 350 kg /m <sup>3</sup> : Poteaux, poutres, voiles, dalles -dalle en corps creux - escalier -Brique simple (10cm) -Brique double (30cm) -enduit ciment -pose de carrelage granito blanc 30x30 cm
Corps d'état secondaire	-Electricité -Fourniture et pose d'ascenseur -plomberie -Enduit -Revêtement sol et mur

## Chapitre 07 : étude économique

	-Menuiserie -Peinture + vitrerie -Etanchéité
--	----------------------------------------------------

### 7.5 Identification des ressources

Après avoir décomposé le projet en tâches, chaque tâche doit maintenant être associée aux ressources nécessaires à sa réalisation, qu'elles soient humaines ou matérielles.

✓ Ressources humaines :

Le projet compte huit groupes de travailleurs qualifiés :

Ingénieurs, Coffreurs, ferrailleur, Maçons, Électriciens, Plombiers, menuiserie, Peintres

✓ Ressources matérielles :

Les machines et équipements utilisés dans le projet sont :

- Tracteurs
- Camions de 10 tonnes
- Grues
- Chargeuses
- Pelles hydrauliques
- ✓ Matériaux du projet :

**Tableau 7-2 Matériaux du projet**

Catégorie	Matériaux
Béton et structure	Béton, fer pour ferrailage, treillis soudés, gravillon roulé
Coffrage	Bois pour coffrage
Maçonnerie	Brique, enduit en ciment, plinthe en terre cuite
Revêtements	Dale de sol, carrelage granito, faïence
Electricité	Fils d'électricité, Gains d'électricité, Lampe et douille, projecteur, boîtes d'interrupteurs
Etanchéité / isolation	Feuille de polystyrène
Assainissement / plomberie	Tube en béton pour l'eau usée
Couverture	Tuile

### 7.6 Eude économique

L'estimation du coût des tâches est réalisée par l'intégration de deux éléments clés : le coût indexé d'une tâche unique et les ressources nécessaires pour la réaliser.

**Tableau 7-3 Devis quantitatif et estimatif du bâtiment.**

Désignations des ouvrages	Unité montant	Quantité	P.U en h.t	Montant	Duré (jour)
Installation de chantier	/	/	/	300000.00	6
Étude de sol	/	/	/	400000.00	7
Infrastructure.					
Terrassement	$m^3$	1350	1000.00	1350000.00	2

Chapitre 07 : étude économique

Décapage de terre végétale, nivellement du terrain	m <sup>2</sup>	450	700.00	315000.00	1
Implantation		/	/	250000.00	1
Fouille de radier	m <sup>3</sup>	225	1500.00	337500.00	7
Réalisation de regard en BA de (0.8*0.8) y compris toutes sujétions mise en œuvre	U	8	30000.00	240000.00	1
Fourniture et pose de canalisation avec une couche de sable comprimé y compris tous sujétion de D300	ml	80	6000.00		1
Radier général.					
Béton de propreté	m <sup>3</sup>	108	12000.00	1296000.00	1
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour radier 1S-Sol ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	270	50000.00	13500000.00	22
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour nervure ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre Plate-forme		360	50000.00	18000000.00	8
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre Plate- forme		90	50000.00	4500000.00	1

Superstructure.					
1S-Sol					
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poteaux 1S-Sol ferrailage, Coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	51,18	50000.00	2809080.00	9
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres et chainage y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	40,2	50000.00	2010000.00	8
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	23,5	50000.00	1175000.00	6
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile 1S-Sol y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	28,45	50000.00	1422500.00	13
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux RDC y a compris	m <sup>3</sup>	94,5	7500.00	708750.00	8

Chapitre 07 : étude économique

toutes sujétions mise en œuvre					
Enduit en ciment de s-sol	m <sup>2</sup>	512,48	1000.00	512480.00	11
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre	m <sup>2</sup>	434,57	1500.00	651855.00	7
RDC					
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	60,47	50000.00	3023790.00	8
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour poutres et chainage y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	40,2	50000.00	2010000.00	10
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour voile y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	28,45	50000.00	1422500.00	6
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour dalle pleine y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	23,5	50000.00	1175000.00	3
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour dalle en corps creux y compris toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	94,5	7500.00	708750.00	7
Béton armé dosé 350 kg/m3 d'escalier, y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	3,5	50000.00	175000.00	4
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	64,84	1500.00	97260.00	2
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	240,41	1900.00	456779.00	9
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	515	1000.00	515000.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre	m <sup>2</sup>	434,57	1500.00	651855.00	6
1ER ETAGE					
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	34,42	50000.00	1721250.00	8
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour poutres et chaînage y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	40,2	50000.00	2010000.00	10

Chapitre 07 : étude économique

- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	28,45	50000.00	1422500.00	6
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	23,5	50000.00	1175000.00	3
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux y compris toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	94,5	7500.00	708750.00	7
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> d'escalier, y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	3,5	50000.00	175000.00	4
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	64,84	1500.00	97260.00	2
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	240,41	1900.00	456779.00	9
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	515	1000.00	515000.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre	m <sup>2</sup>	434,57	1500.00	651855.00	6
2 EME ETAGE					
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	34,42	50000.00	1721250.00	8
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres et chainage y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	40,2	50000.00	2010000.00	10
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	28,45	50000.00	1422500.00	6
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	23,5	50000.00	1175000.00	3
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux y compris toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	94,5	7500.00	708750.00	7
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> d'escalier, y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	3,5	50000.00	175000.00	4
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	64,84	1500.00	972620.00	2

Chapitre 07 : étude économique

Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	240,41	1900.00	456779.00	9
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	515	1000.00	515000.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre	m <sup>2</sup>	434,57	1500.00	651855.00	6

3 EME ETAGE					
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	34,42	50000.00	1721250.00	8
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour poutres et chainage y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	40,2	50000.00	2010000.00	10
- Béton armé dosé 350 kg/m3 pour voile y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	28,45	50000.00	1422500.00	6
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour dalle pleine y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	23,5	50000.00	1175000.00	3
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour dalle en corps creux y compris toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	94,5	7500.00	708750.00	7
Béton armé dosé 350 kg/m3 d'escalier, y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	3,5	50000.00	175000.00	4
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	64,84	1500.00	97260.00	2
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	240,41	1900.00	456779.00	9
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	515	1000.00	515000.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre	m <sup>2</sup>	434,57	1500.00	651855.00	6
4 EME ETAGE					
- Béton armé dosé 350 kg/m3 pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	34,42	50000.00	1721250.00	8
- Béton armé dosé 350 kg/m3 pour poutres et chainage y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	40, 20	50000.00	2010000.00	10

Chapitre 07 : étude économique

Béton armé dosé 350 kg/m3 pour voile y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	28,45	50000.00	1422500.00	6
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour dalle pleine y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	23,5	50000.00	1175000.00	3
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour dalle en corps creux RDC y compris toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	94,5	7500.00	708750.00	7
Béton armé dosé 350 kg/m3 d'escalier, y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	3,5	50000.00	175000.00	4
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	64,84	1500.00	97260.00	2
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	240,41	1900.00	456779.00	9
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	515	1000.00	515000.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre	m <sup>2</sup>	434,57	1500.00	651855.00	6
<b>5 EME ETAGE</b>					
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	34,42	50000.00	1721250.00	8
- Béton armé dosé 350 kg/m3 pour poutres et chainage y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	40,2	50000.00	2010000.00	10
- Béton armé dosé 350 kg/m3 pour voile y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	28,45	50000.00	1422500.00	6
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour dalle pleine y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	23,5	50000.00	1175000.00	3
Béton armé dosé 350 kg/m pour dalle en corps creux y compris toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	94,5	7500.00	708750.00	7
4Béton armé dosé 350 kg/m3 d'escalier, y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	3,5	50000.00	175000.00	4
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	64,84	1500.00	97260.00	2
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	240,41	1900.00	456779.00	9

Chapitre 07 : étude économique

Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	515	1000.00	515000.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre	m <sup>2</sup>	434,57	1500.00	651855.00	6
6 EME ETAGE					
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	22,03	50000.00	1101500.00	8
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour poutres et chainage y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	40,2	50000.00	2010000.00	10
- Béton armé dosé 350 kg/m3 pour voile y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	28,45	50000.00	1422500.00	6
- Béton armé dosé 350 kg/m3 pour dalle pleine y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	23,5	50000.00	1175000.00	3
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour dalle en corps creux y compris toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	94,5	7500.00	708750.00	7
Béton armé dosé 350 kg/m3 d'escalier, y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	3,5	50000.00	175000.00	4
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	64,84	1500.00	972620.00	2
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	240,41	1900.00	456779.00	9
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	515	1000.00	515000.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion	m <sup>2</sup>	434,57	1500.00	651855.00	6
7 EME ETAGE					
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	22,03	50000.00	1101500.00	8
Béton armé dosé 350 kg/m3 pour poutres et chainage y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	40,2	50000.00	2010000.00	10
- Béton armé dosé 350 kg/m3 pour voile y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	28,45	50000.00	1422500,00	6

Chapitre 07 : étude économique

Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	23,5	50000.00	1175000.00	3
-Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux y compris toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	94,5	7500.00	708750.00	7
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> d'escalier, y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	3,5	50000.00	175000.00	4
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	64,84	1500.00	97260.00	2
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	240,41	1900.00	456779.00	9
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	515	1000.00	515000.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre	m <sup>2</sup>	434,57	1500.00	651855.00	6
8 EME ETAGE					
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	22,03	50000.00	1101500.00	8
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres et chainage y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	40,2	50000.00	2010000.00	10
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	28,45	50000.00	1422500.00	6
3Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	23,5	50000.00	1175000.00	3
-Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux y compris toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	94,5	7500.00	708750.00	7
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> d'escalier, y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	3,5	50000.00	175000.00	4
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	64,84	1500.00	97260.00	2
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	240,41	1900.00	456779.00	9
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	515	1000.00	515000.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris	m <sup>2</sup>	434,57	1500.00	651855.00	6

Chapitre 07 : étude économique

tous sujétion de mise en œuvre					
9 EME ETAGE					
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	16,86	50000.00	843412,5	8
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres et chainage y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	40,2	50000.00	2010000.00	10
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	28,45	50000.00	1422500.00	6
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	23,5	50000.00	1175000.00	3
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux y compris toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	94,5	7500.00	708750.00	7
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> D'escalier, y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>2</sup>	3,5	50000.00	175000.00	4
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	64,84	1500.00	97260.00	2
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	240,41	1900.00	456779.00	9
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	515	1000.00	515000.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre	m <sup>2</sup>	434,57	1500.00	651855.00	6
CORPS D'ETAT SECONDAIRE					
Electricité.					23
-fourniture et pose d'ascenseur				7000000.00	14
Plomberie.				8100000.00	34
Enduit				35000000.00	34
Revêtement sol et mur				45000000.00	23
-Menuiserie.				20000000.00	23
-Peinture + vitrerie				14000000.00	20
Etanchéité				30000000.00	7
				297784527,5 En HT	930 jour

Noun obtenons Les résultats suivants :

-la durée du projet est de 31 mois de travail.

-le cout du projet est de 354363587.73 en TTC DA

### **7.7 Conclusion**

La gestion de projet est un ensemble de techniques visant à reconnaître, cartographier et contrôler efficacement les différentes étapes d'un projet afin que les objectifs mentionnés puissent être atteints dans les délais et avec les ressources existantes en respectant le cout prévisionnel.

## Conclusion Générale

Dans cette étude nous avons utilisé toutes nos connaissances acquises lors de nos études de génie civil

Cette mémoire, nous a permis d'améliorer nos compétences, en particulier dans

L'utilisation des logiciels spécialisés SAP 2000 et l'AUTOCAD

Malgré les difficultés rencontrées dans la disposition des voiles à cause de la forme irrégulière, nous avons réussi à les surmonter et obtenir des résultats satisfaisants

De plus, cette étude nous a conduits à plusieurs conclusions :

- La modélisation doit de préférence englober tous les éléments structurels, qu'ils soient secondaires ou structurels, afin d'obtenir un comportement s'approchant de la réalité.
- La stabilité de l'ensemble de la structure (superstructure) nécessite l'application d'un système de contreventement mixte avec des cadres et des murs de cisaillement en interaction.
- La conception et la disposition des murs de cisaillement jouent un rôle crucial dans le renforcement dynamique des structures.
- Grâce à l'étude des éléments porteurs, nous avons observé que les colonnes sont renforcées selon les exigences minimales de la RPA2024.
- Avec l'application du logiciel SAP2000, nous avons pu simuler notre structure et effectuer des calculs tridimensionnels et dynamiques, facilitant ainsi l'analyse de la structure et la rendant plus réaliste, ce qui nous a également fait gagner beaucoup de temps.
- En raison de l'importance des charges transférées par la structure au sol, nous avons choisi de simuler l'infrastructure comme une dalle nervurée afin de donner une bonne stabilité à la structure en utilisant le logiciel SAP2000

# Bibliographie

[BAEL, 91] Béton Armé aux Etats Limits 91 modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougin, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[DTR2.2, 88] Charges Permanents ET Charges exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS 1988.

[RPA 2024] Règles parasismique Algérienne RPA 2024 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CG

Boumediene .N et Khebbati .I .Etude technique d'un bâtiment :« sous-sol R+9 a (Tlemcen) » Master en génie civil, 2021, Faculté de technologie, chetouane Tlemcen

BABA HAMED. M et NAJI. M.S .«Etude d'un bâtiment R+10 à usage d'habitation» en béton armé à Tlemcen.] Master en génie civil, 2024, Faculté de technologie, chetouane Tlemcen

NEHARI .A et NADJI .K .«Etude D'un Bâtiment en (R+8) de forme irrégulière à Tlemcen » Master en génie civil, 2017, Faculté de technologie, chetouane Tlemcen