



République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

Université Echahid Hamma Lakhdar - El Oued

Faculté De Technologie

Département de : t d'Hydraulique et de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de d'obtention du diplôme de

MASTER ACADEMIQUE

Spécialité : Matériaux en Génie Civil

Présenté par :

1 . LAIB Abd ennour

2.ZEKKOUR FERHAT Dif

intitule

**Etude D'un Bâtiment R+5 Usage D'habitation
(Système Portique Contreventé Par Voile)**

Soutenu le : 27/05 /2025

Devant le jury composé de:

Dr: Ammari Mohammed Seghir

Président

Dr : khelaifa Hamad

Examineur

Dr: Fethiza Ali Boubake

Encapsulateur

Année Académique : 2024/2025

REMERCIEMENT

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Tout d'abord, nous tenons à remercier Dieu Tout-Puissant

Et notre miséricorde qui nous a donné force et miséricorde

Patience pour terminer ce travail.

Deuxièmement, nous tenons à remercier notre superviseur

M. Fathiza Boubaker pour ses évaluations efficaces,

Des conseils et une assistance précieux tout au long du processus.

Pour les soins que j'ai reçus

*Merci à tous les enseignants **d'univ-eloued***

À tous ceux qui nous ont aidé de quelque manière que ce soit à mener

à bien ce projet final.

DÉDICACE



Je dédie cet humble travail

À mes chers parents

Pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices et leur soutien sans faille

mon cher père.....Massaoud

ma chère mère qui a élevé et est restée éveillée toute la nuit... Wahiba

A mes mon frère et frères Mes chers

A tout mes oncles, tantes et cousins

A tous mes amis

À mon professeur et superviseur : M. Fethiza Ali Boubaker

**Et à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce
.travail**

LAIB ABD ENNOUR



Je dédie ces humbles mémoires à deux personnes qui m'ont soutenu tout au long de ma vie, et ce n'est pas une affaire facile : deux personnes Ils partageaient mes peines, deux personnes me soutenaient en tout, et ces deux rois étaient ma mère et mon père (Nora ET Laroussi).

Et à mes chères sœurs et chers frères.

À mes amis qui sont comme des frères pour moi.

Les principales structures de l'année.

À mon professeur et superviseur : M. Fethiza Ali Boubaker

Et à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail

ZEKKOUR FERHAT DIF

Résumé

Résumé

Ce projet indique une évaluation approfondie et un dimensionnement de la structure ainsi que des fondations en béton armé pour une résidence de cinq étages, localisée dans la wilaya de Sidi Belabess. Conformément au RPA99/V2003, cette région est classée comme ayant une faible sismicité (Zone I). La structure du bâtiment a été élaborée en conformité avec les normes de construction et les restrictions architecturales. Nous avons examiné le calcul des composants structurels de notre édifice, réparti sur sept chapitres détaillant les phases suivantes: Le pré-dimensionnement, la répartition des charges et l'armature des composants secondaires. L'analyse dynamique, l'armature des composants structuraux et le dimensionnement de l'infrastructure. Il est important de noter que les charges ont été déterminées par programmation du robot, en adhérant à certaines normes telles que le DTR algérien, le RPA99 (2003) et le BAEL 91.

Mots-clés : béton armé * bâtiment résidentiel * activité sismique

ملخص

يتضمن هذا المشروع تقييمًا شاملاً وتحديد أبعاد الهيكل بالإضافة إلى الأساسات الخرسانية المسلحة لمبنى سكني مكون من ، تم تصنيف هذه المنطقة على أنها ذات نشاط زلزالي RPA99/V2003 خمسة طوابق، يقع في ولاية سيدي بلعباس. وفقاً لـ منخفض (المنطقة الأولى). تم تصميم هيكل المبنى وفقاً لمعايير البناء والقيود المعمارية. لقد قمنا بفحص حساب المكونات الهيكلية لمبنانا، موزعة على سبعة فصول تفصل المراحل التالية: تحديد الأبعاد المسبقة، وتوزيع الأحمال، وتعزيز المكونات الثانوية. التحليل الديناميكي وتعزيز المكونات الهيكلية وتحديد أبعاد البنية التحتية. ومن المهم الإشارة إلى أن الأحمال تم BAEL 91 و RPA99 (2003) الجزائري، DTR تحديدها من خلال برمجة الروبوت، مع الالتزام بمعايير معينة مثل

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة * مبنى سكني * نشاط زلزالي

Tables des matiers

Remerciement

Dedicace

Résumé

Tables des Matiers

Listes des figures

Listes des tableaux

Listes des symboles

Introduction

Chapitre 1: Présentation de l'ouvrage étudié

1.1 Introduction.....	2
1.2 présentation de l'ouvrage	2
1.2.1 caractéristiques de la structure.....	2
1.2.2 Données du site.....	2
1.3 Conception de la structure du bâtiment.....	2
1. 3.1 Structure de contreventem.....	2
1.3.2 Le Plancher.....	3
1.3.3 La cage d'escalier.....	3
1.3.4 Les façades	3

Chapitre 2 : Caractéristiques Des Matériaux

2.1 Introduction.....	9
2.2 Etat limite.....	9
2. 2.1. Etat limite ultime (ELU).....	9
2.2.2. Etat limite de service (ELS).....	9
2.3 Choix du dimensionnement	9
2.3.1 <i>hypothèses de calcul</i>	10
2.4 caractéristiques mécaniques des matériaux	10
2.4.1 Le béton.....	10

Chapitre 3: Prédimensionnement et Descentes des charges

3.1 Introduction	17
3. 2 Prédimensionnement éléments structuraux	17
3.2.1 Prédimensionnement des poutres	17
3 .2.2 Prédimensionnement des planchers	18

3 .2.3 Pré dimensionnement d'escalier	20
3 .2.4 Pré dimensionnement de l'acrotère	21
3.3 Descentes des charges	22
3 .3.1 Pré dimensionnement des poteaux	23
3 .3. 2 Pré dimensionnement des voiles	25

Chapitre 4: Ferrailage Des Éléments Secondaire (en génie civil)

4.1 Introduction.....	27
4.2 L'acrotère	27
4.2.1 Hypothèse de calcul	27
4.2.2 Action sismique.....	27
4.2. 3 Ferrailage	28
4.3 Balcons	29
4.3.1 Schéma statique.....	29
4.3.2 Evaluation des charges	29
4 .3.3 Ferrailag.....	29
4.3.4 Croquis du ferrailage du balcon.....	30
4.4.Les escaliers	30
4.4.1 Définition.....	30
4.4.2 Evaluation des charges.....	30
4.4.3 Combinaison de calcul.....	31
4.5 Les dalles	39
4 .5.1 Définition	39
4 .5.1 Etude des poutrelles	40

CHAPITRE 5: Etude Sismique Et Dynamique

5.1 Introduction.....	43
5.2 Choix de la méthode de calcul	43
5.2.1Méthode statique équivalente (MSE)	43
5.2.2 Méthode dynamique modale spectrale (MMS)	45

CHAPITRE 6: Ferrailage des éléments résistants

6.1 Introduction.....	54
6.2 Ferrailage des poteaux.....	54
6.2.1 Combinaison des charges.....	54
6.2.2. Ferrailage longitudinal	54
6.3. Ferrailage des poutres	58

6.3.1. Ferrailage longitudinal	59
6.3.2. Ferrailage transversal	63
6.3.3. Croquis de ferrailage.....	65
6.4. Ferrailage des voiles.....	65
6.4.1. Sollicitation	65
6.4.2. Aciers verticaux.....	66
6.4.3. Aciers horizontaux	66
6.4.4. Ferrailage horizontal	66
6.4.5. Contrainte limite de cisaillement	66
6.4.6 Calcul des armatures transversales	67
6.4.7 Pourcentage minimum d'armatures.....	67
6.4.8 Dispositions constructives.....	67
6.4.9 Compression centrée	67
6.4.10 Croquis de ferrailage	71

CHAPITRE 7: Etude de Fondation

7.1 Introduction	72
7.2 Stabilité des fondations	72
7.3 Choix de type de fondation.....	72
7.3 .1 Semelle isolée	73
7.3 .2 Semelle filante.....	77
7.3 .3 La Longrine	78
Conclusion.....	79

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage étudié

Figure 1.1 ; Vue en plan de RDC.....	4
Figure 1.2 : Vue en plan de étage courant.....	5
Figure 1.3 :Disposition des voiles	6
Figure 1.4 : La façade du bâtiment principale.....	7
Figure 1.5 : La façade du bâtiment posterieur.....	8

Chapitre 3 : Prédimensionnement et Descentes des charges

Figure 3.1 : Coffrage des poutres	17
Figure 3.2 : Dalle à corps creux	19
Figure 3.3 : Coupe transversale d une poutrell.....	19
Figure 3.4 : Schéma d'un escalier.....	20
Figure 3.5 : schéma statique d'escalier type 1.....	21
Figure 3.6 : schéma statique d'escalier type 2.....	21
Figure 3.7 : Schématisation de l'acrotère.....	22
Figure 3.8 : Coupe du poteau en elevation.....	24
Figure 3.9 : Coupe des voiles en elevation.....	25
Figure 3.10 : Coupe de voile en plan.....	25

Chapitre 4 : Ferrailage Des Éléments Secondaire (en génie civil)

Figure 4.1 :Section ferraillé de l'acrotère.....	27
Figure 4.2 :coupes de ferrailage de l'acrotère.....	28
Figure 4.3 Schéma statique d'un balcon.....	29
Figure 4.4 : Croquis de ferrailage du balcon.....	30
Figure 4.5 : schéma statique d'escalier type 1.....	31
Figure 4.6 : section de calcul.....	31
Figure 4.7 : section de calcul.....	32
Figure 4.8 : Diagrammes des moments.....	32
Figure 4.9 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU.....	33
Figure 4.10 :: schéma statique d'escalier type 2.....	34
Figure 4.11 : Ferrailage d'escalier type 1et 2.....	36
Figure 4.12 :: section transversale de calcul D'une marche porteuse.....	36
Figure 4.13 :: Ferrailage à marche porteuses.....	37
Figure 4.14 :Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	39
Figure 4.15 : Croquis de ferrailage des dalles	42

Chapitre 5 : Etude sismique et dynamique

Figure 5.1 : Vue structure 3D	46
Figure 5.2 : Spectre de réponse	47
Figure 5.3 : Mode 1 Translation Y-Y	48
Figure 5.4 : Mode 2 Translation X-X	49
Figure 5.5 : Mode 3 rotation Z-Z torsion	49

Chapitre 6: Ferrailage des éléments résistants

Figure 6.1 : Ferrailage des poteaux	58
Figure 6.2 : Organigramme de calcul (en flexion simple).....	60
Figure 6.3 : Les armatures sur en travée. et appuis	60

Figure 6.4: Les moments fléchissant en (KN.m) à l'ELU.....	61
Figure 6.5 : Les moments fléchissant en (KN.m) à l'ELU.....	62
Figure 6.6 : Les effort tranchant en (KN) à l'ELU.....	63
Figure 6.7 : Ferrailage des poutres.....	65
Figure 6.8 : Organigramme de calcul en flexion composée.....	69
Figure 6.9 : Schéma de ferrailage de V_{T1}	71

Chapitre 7 : Etude de Fondation

Figure 7.1 : Schéma des fondations de bâtiment	73
Figure 7.2 : Schéma des Ferrailage de la semelle isolée.....	76
Figure 7.3 : Schéma des Ferrailage de la semelle filante.....	77
Figure 7.4 : Disposition des armatures de longrine.....	78

LISTE DE TABLEAUX

Chapitre 2 : Caractéristiques Des Matériaux

Tableau 2.1 : Choix de l'état limite pour le dimensionnement.....	10
Tableau 2.2 : Tableau des sections de acier.....	15

Chapitre 4 : Ferrailage Des Éléments Secondaire (en génie civil)

Tableau 4.1 : Combinaison des charges.....	31
---	----

Chapitre 5 : ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE

Tableau 5.1 : Valeurs des pénalités P_q	45
Tableau 5.2 : Périodes de participation modaux	48
Tableau 5.3 : Efforts tranchants à chaque niveau.	50
Tableau 5.4 : Vérification de la résultante sismique	50
Tableau 5.5 : : Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x)	51
Tableau 5.6 : Déplacements relatifs inter étage pour la direction (y-y).....	51
Tableau 5.7 : Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales	51
Tableau 5.8 : Vérification au renversement	52
Tableau 5.9 : Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal	53
Tableau 5.10 : : Vérification de l'effet P-Delta sens transversal	53

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments résistants

Tableau 6.1 : caractéristiques des matériaux.....	54
Tableau 6.2 : Sollicitation de calcul	56
Tableau 6.3 : Vérification de l'effort normal réduit.....	56
Tableau 6.4 : Vérification des sollicitations tangentes	57
Tableau 6.5 : Calcul des armatures transversales.....	58
Tableau 6.6 : Zones du ferrailage.....	70
Tableau 6.7 : Résultats Les effort de M et N et T.....	70
Tableau 6.8 : Ferrailages des voiles VT1	70
Tableau 6.9 : Vérification des contraintes de cisaillement.....	71

Chapitre 7 : Etude de Fondation

Tableau 7.1 : Résultats des réactions	74
Tableau 7.2 : Vérification des contraintes du sol "Sens_X".....	74
Tableau 7.3 : Vérification des contraintes du sol "Sens_Y".....	75
Tableau 7.4 :Vérification au non poinçonnement	75
Tableau 7.5 :Vérification au non renversement (RPA99V.2003).....	75
Tableau 7.6 :Ferrailage de la semelle isolée.....	76
Tableau 7.7 : Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes	77

Liste d'abréviations

Acr: Acrotère.

BAEL : Béton armé à l'état limite.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t: Section d'armatures transversales.

App: Appuis.

K : Rigidité.

RPA : REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES.

ELU: Etat limite ultime.

ELS: Etat limite de service.

A : Coefficient d'accélération de zone, aire d'une section.

a : Coté du poteau carré.

b: Largeur de la poutre.

B : Aire d'une section de béton.

C : Centre de flexion, amortissement.

CC: Compression centré.

D: Dalle.

E_b, E_s: Modules de déformation longitudinale du béton et de l'acier respectivement.

Ec: Etage courant.

q: Densité de charge répartie.

E. S : Equivalent de sable.

f : Flèche.

B_r : Section du béton.

\bar{f} : Fleche admissible.

FC: Flexion composé.

FP: Fissuration préjudiciable.

FPP: Fissuration peu préjudiciable.

FTP: Fissuration très préjudiciable

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

G: Coefficient granulaire, module de déformation transversale du béton, charge Permanente.

g : Largeur de la marche.

H : Hauteur totale du bâtiment.

I_y : Inertie des voiles transversaux .

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différé.

L : Portée.

M: Coefficient correcteur, masses, moments.

M_t : Moment en travée.

n : Coefficient d'équivalence.

Pal: Palier.

Q: Charge exploitation.

R, RDC : Rez-de-chaussée.

R: Réaction.

Cd : Coefficient de pression dynamique.

C_p : Facteur de force horizontale.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

s : Seconde

S/Sol : Sous-sol.

SA: Situation accidentelle.

SDT: Situation durable et transitoire.

SEC : Section entièrement comprimé.

SPC : Section partiellement comprimé.

S_t : Espacement.

π : Effort tranchant dans les linteaux.

T: Période.

Ter: Terrasse.

N_G : Effort normal développé par les charges permanentes.

N_Q : Effort normal développé par les charges d'exploitation.

N_u : Effort normal ultime.

U : Périmètre

V : Voile, Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base

V_{ol} : Volée..

W_p : Poids.

σ' : Résistance minimale.

σ'_{28} : Résistance moyenne.

σ'_c : Classe vraie du ciment est sa résistance vraie en bars à 28 jours.

γ : Coefficient de compacité.

ε : Déformation.

γ_b : Coefficient de sécurité.

ν : Coefficient de poisson.

λ : Elancement géométrique.

Σ : La somme.

ω : Pulsation.

$\{\varphi\}$: Vecteur propre.

α_1 : Coefficient de participation modale.

Introduction Générale

L'étude des bâtiments est une phase essentielle et incontournable dans le processus de construction. Ce projet vise à mettre en pratique les connaissances acquises durant cinq ans d'études (Licence et Master), en examinant une structure en béton armé.

Durant le contexte de ce projet de fin d'études, nous avons entrepris le calcul d'une structure comprenant un rez-de-chaussée plus cinq étages (R+5), dont le système de contreventement mixte, assuré par des portiques et des voiles, est validé par l'interaction entre les portiques et les voiles.

Notre étude vise à élaborer un design garantissant la sécurité et la pérennité du bâtiment. Pour ce faire, il est essentiel de bien comprendre les charges permanentes dues au poids propre de tous les composants de l'ouvrage, ainsi que les charges d'exploitation à considérer. Par la suite, nous tiendrons compte des combinaisons d'actions conformément aux normes algériennes (CBA93 et RPA99version2003). Finalement, l'identification du type de sol et ses propriétés sont indispensables pour une conception réussie.

Chapitre 1:

Présentation de l'ouvrage étudié

1.1 Introduction

Le génie civil est l'un des fondements essentiels du progrès des sociétés contemporaines. Cette spécialité, mêlant aspects techniques et scientifiques, inclut la conception, l'édification et l'entretien des infrastructures qui constituent le socle de notre environnement : édifices, ponts, routes, réseaux d'eau, ainsi que d'autres constructions.

1.2 présentation de l'ouvrage :

Dans le contexte de notre projet, nous avons été chargés d'examiner un édifice à cinq niveaux (R+5) destiné à une utilisation d'habitation contreventé par des voiles porteurs en béton armé, l'implantation de cet ouvrage est située dans la région de Wilaya sidi bel abbas .

Notre projet comporte:

- Du rez-de-chaussée jusqu'au 5^{ème} étage habitation
- Une terrasse inaccessible
- Une cage d'ascenseur
- Une cage d'escalier.

1.2.1 Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont:

- Hauteur du bâtiment (sans acrotère) : 18.36 m
- Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère) : 18.86 m-
- Hauteur du rez-de-chaussée : 3.06 m
- Hauteur de l'étage courant : 3.06 m
- Hauteur de l'acrotère : 0,5 m
- La largeur de bâtiment est de : 21.00 m
- La longueur de bâtiment est de : 27.28 m

1.2.2 Données du site:

Le bâtiment est situé dans une zone désignée par le RPA 99/version 2003 comme une région à forte sismicité (zone I).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Le site est considéré comme meuble (S3).

Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2$ bars.

1.3 Conception de la structure du bâtiment:

1.3.1 Structure de contreventement:

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 18.86 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ✓ Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

1.3.2 Le Plancher:

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (Corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

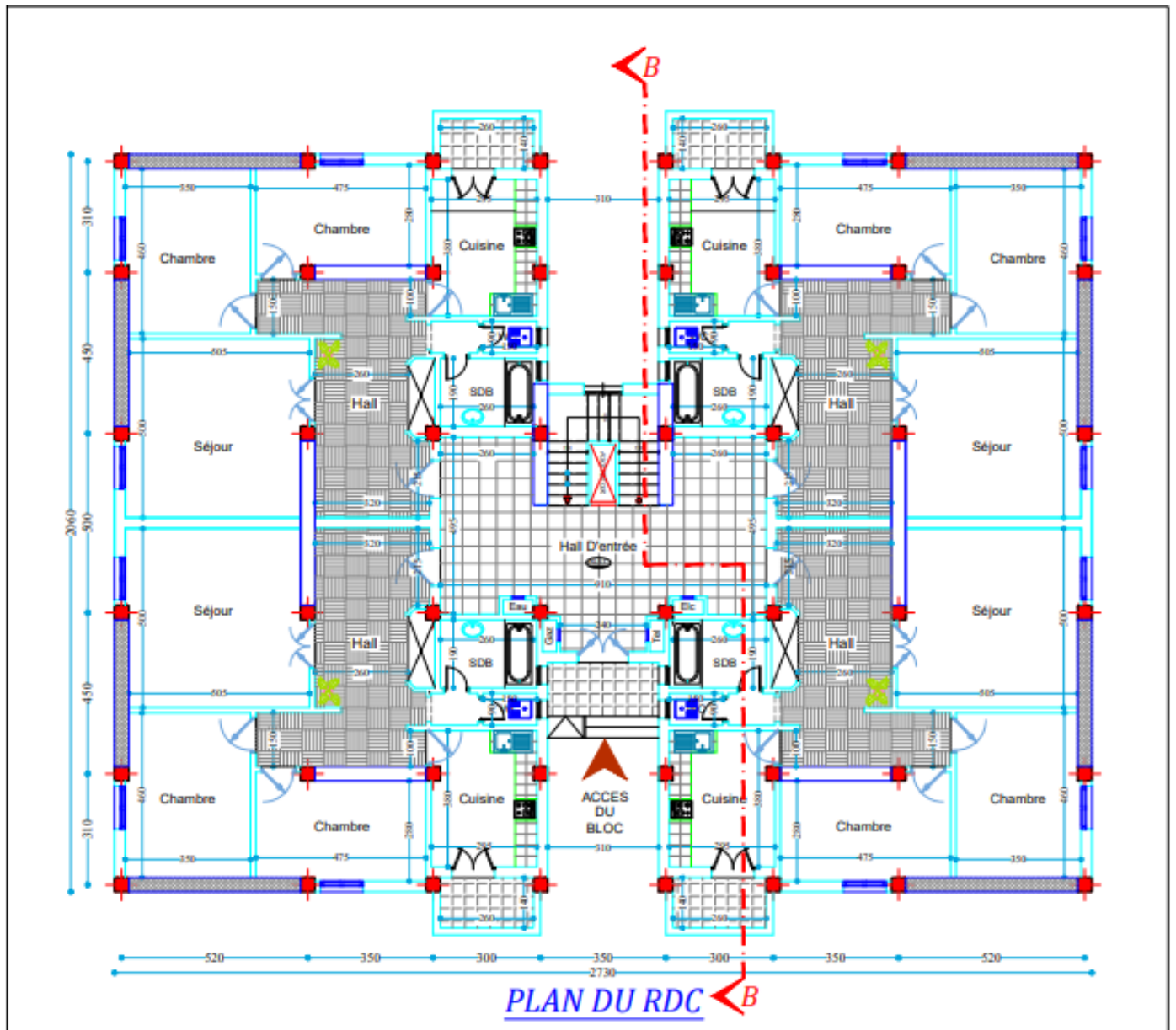
- Facilité de réalisation
- Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique
- Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu).

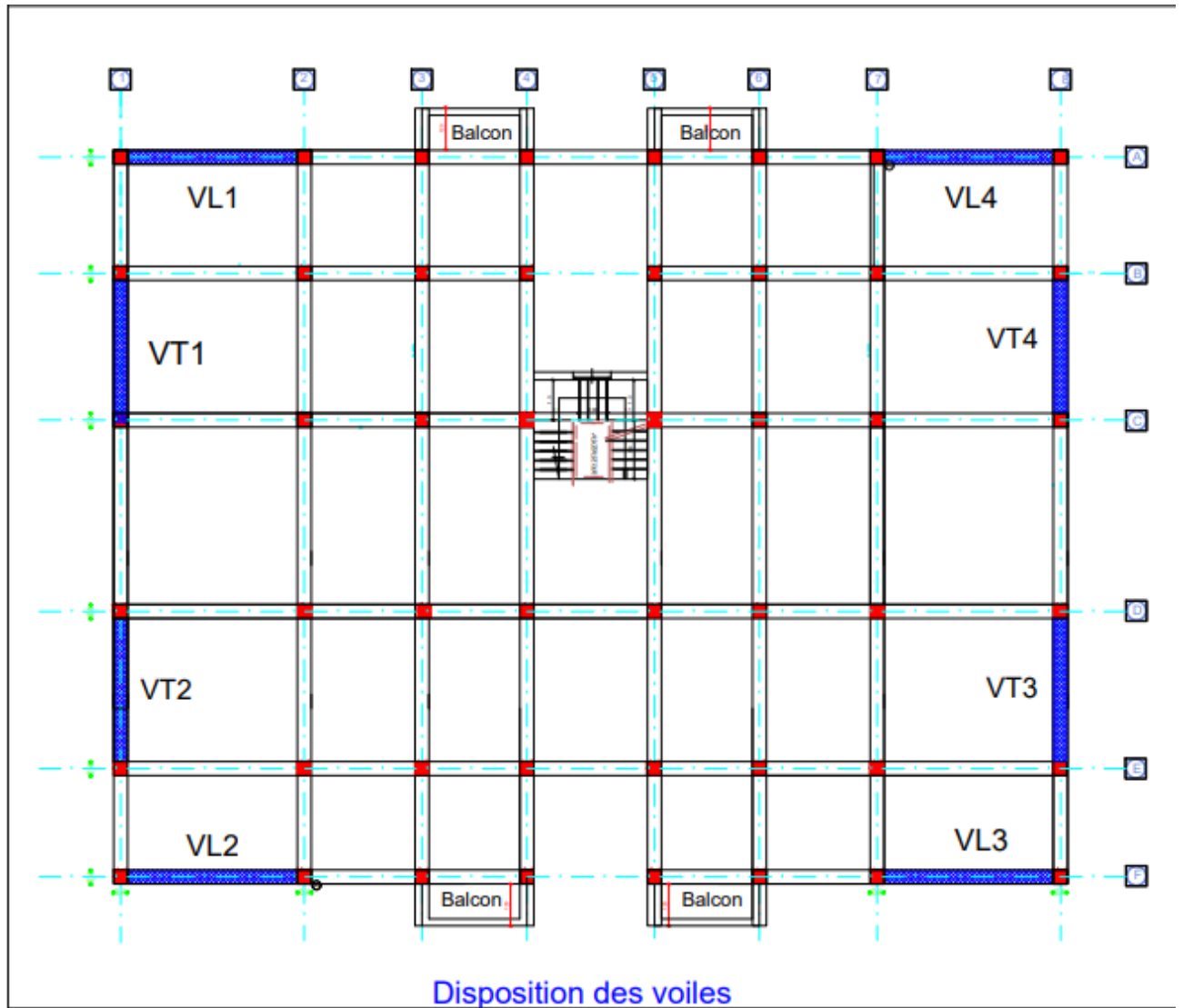
1.3.3 La cage d'escalier:

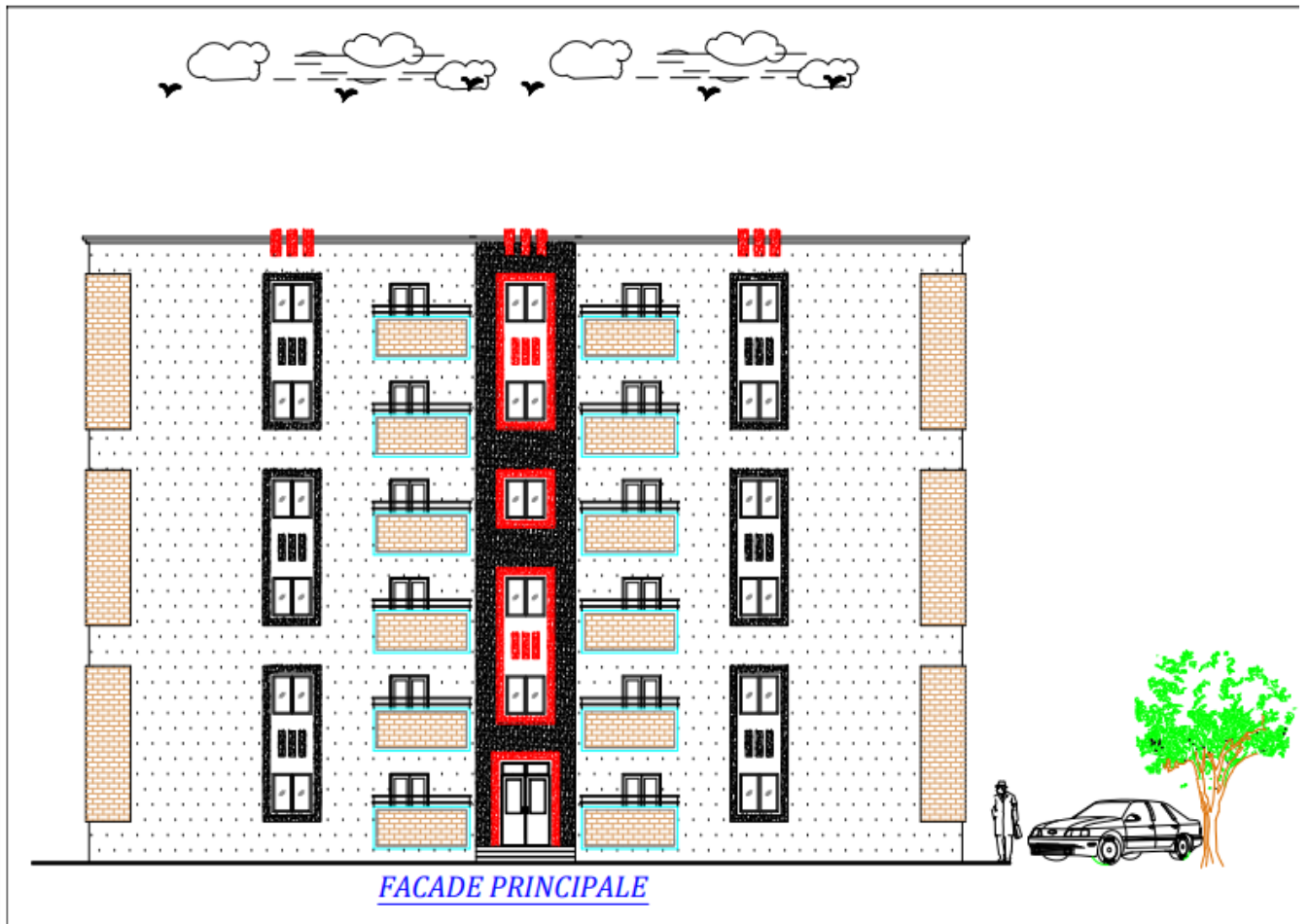
La cage d'escalier permet l'accès du niveaux RDC au neuf étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

1.3.4 Les façades :

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits.









Chapitre 2 : Caractéristiques Des Matériaux

2.1 Introduction

La compétence en génie civil se base essentiellement sur la connaissance des matériaux de construction, dont les propriétés influencent la performance, la durabilité et la sécurité des structures. Cette étude porte sur les caractéristiques fondamentales des matériaux de construction, en se concentrant sur leur performance mécanique, leur durabilité et leur conformité aux besoins environnementaux actuels.

2.2 Etat limite

L'état limite désigne une situation dans laquelle une structure en béton armé cesse de satisfaire aux exigences pour lesquelles elle a été conçue. Il se divise en deux catégories principales :

- ELS : Etats-Limites de Service
- ELU : Etats-Limites Ultimes

2. 2.1. Etat limite ultime (ELU):

L'ELU correspond à une situation où une structure en béton armé atteint un seuil critique de résistance ou de stabilité, risquant de provoquer sa rupture, son effondrement ou une déformation irréversible mettant en danger la sécurité des personnes ou des biens. Contrairement à l'état limite de service (ELS), l'ELU se concentre sur la sécurité structurelle sous des sollicitations extrêmes ou accidentelles.

On distingue:

- Etat limite de l'équilibre statique de l'ouvrage.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux de construction.
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

2.2.2. Etat limite de service (ELS):

Les ELS correspond à une situation où une structure en béton armé reste fonctionnelle et sûre sous les charges d'utilisation courante, mais où certaines limites de performance (durabilité, confort, apparence) ne doivent pas être dépassées. Contrairement à l'état limite ultime (ELU), l'ELS ne concerne pas la rupture de la structure, mais son bon fonctionnement et sa durabilité dans le temps.

On distingue :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation (flèche maximale).

NB.: Un ouvrage devra répondre à la fois aux critères d'état limite ultime et d'état limite de service.

2.3 Choix du dimensionnement :

La décision de sélectionner ELU ou ELS pour le dimensionnement de la section d'acier est tributaire

du type de fissuration, comme l'illustre le tableau :

Tableau 2.1 : Choix de l'état limite pour le dimensionnement.

Type de fissuration	Fissuration peu préjudiciable	Fissuration préjudiciable	Fissuration très préjudiciable
Dimensionnement	ELU	ELU ou ELS	ELS
Vérification	ELS	ELU ou ELS	Inutile

- **Fissuration est peu préjudiciable (FPP)**: On considère que la fissuration n'est pas très dommageable lorsque les éléments concernés se trouvent dans des espaces couverts et fermés non exposés à des condensations.
- **Fissuration est préjudiciable (FP)** : La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les composants concernés sont exposés à des conditions climatiques variées ou à des condensations pouvant être alternativement submergées ou inondées d'eau douce.
- **Fissuration est très préjudiciable (FTP)**: La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque la fissuration est jugée très dommageable lorsque les composants concernés sont soumis à un environnement défavorable (agressif).

2.3.1 hypothèses de calcul :

Pour mener l'étude de notre projet, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- ✓ $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- ✓ $E_{ij} = 32456.595$ Mpa.
- ✓ $f_e = 400$ Mpa.

2.4 caractéristiques mécaniques des matériaux :

2.4.1 Le béton: Le béton est une matière composite résultant d'une combinaison de liant, de granulats, d'eau et éventuellement d'adjuvants.

2.4.1.1 Qualités requises

- ❖ Une résistance élevée en compression.
- ❖ L'étanchéité et la non-agressivité chimique.
- ❖ Une faible sensibilité aux effets des déformations différées.
- ❖ Une bonne maniabilité.

2.4.1.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

2.4.1.2.1 Masse volumique :

- La masse volumique béton à granulats courants (normal) → 2200 à 2400 kg/m³
- La masse volumique béton à granulats légers → 700 à 1500 kg/m³
- La masse volumique béton à granulats lourds → 3500 à 4000 kg/m³
- La masse volumique du béton armé → 2500 kg/m³

2.4.1.2. 2 Résistance du béton à la compression

La caractéristique du béton est déterminée par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, également appelée « résistance caractéristique spécifiée ». Cette valeur, désignée f_{c28} et exprimée en MPa, est déterminée en comprimant des échantillons cubiques, cylindriques ($h/d=2$) ou prismatiques ($h/l=3$) à l'âge de 28 jours. Elle est principalement influencée par des éléments comme : la composition, la nature et la quantité de ciment, les adjuvants et les conditions de prise. Pour les demandes qui se produisent avant ou après 28 jours, on se base sur la résistance du béton à l'âge j jours, f_{cj} , déterminée par les formules ci-dessous :

$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	J < 28 jours
$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28}$	$f_{c28} > 40 \text{ MPa}$	
$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$	$j \geq 28 \text{ jours}$	

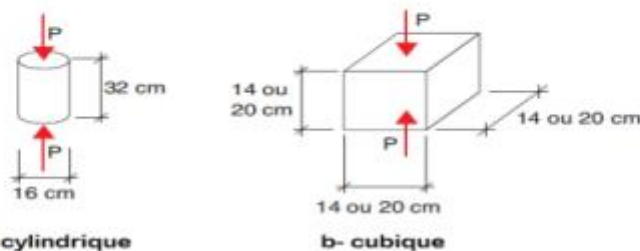


Fig. II-1 Eprouvettes de béton utilisées à l'essai de compression

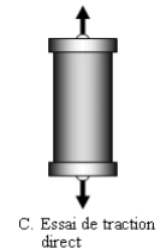
2.4.1.2.3 Résistance du béton à la traction

La détermination de la résistance à la traction se fait par le biais d'essais de traction directe. Il existe deux autres essais permettant la mesure de la résistance du béton à la traction :

- ❖ Essai de traction par fendage
- ❖ Essai de traction par flexion

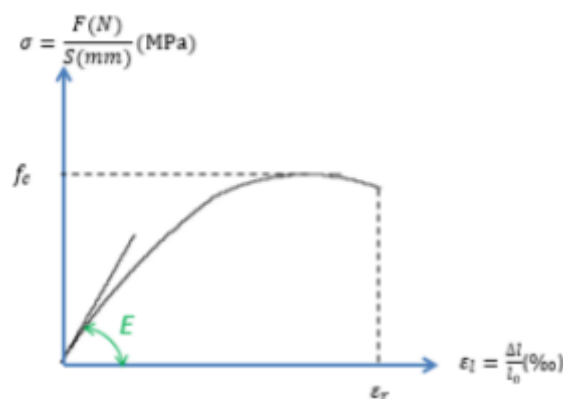
La relation suivante définit conventionnellement la résistance caractéristique à la traction, à l'âge de « j » jours, notée f_{tj} : f_{tj} et f_{cj} sont indiqués en MPa (ou N/mm²).

$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$	$f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$
$f_{tj} = 0,275f_{cj}^{2/3}$	$f_{c28} \geq 60 \text{ MPa}$



2.4.1.2.4 Module d'élasticité

Le module d'élasticité, noté E est une propriété mécanique fondamentale qui caractérise la rigidité d'un matériau. Il mesure la résistance d'un matériau à se déformer élastiquement sous l'effet d'une contrainte mécanique (force par unité de surface).



En l'absence de résultats expérimentaux concluants, le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} est défini comme suit :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

Le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est donné par :

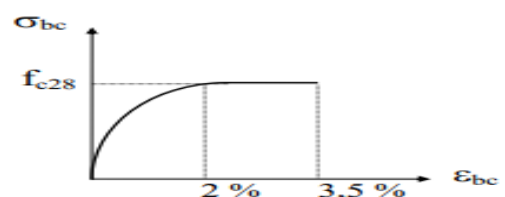
$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$$

Où E_{ij} , E_{vj} et f_{cj} sont exprimés en MPa.

2. 4.1.2.5 Diagramme contrainte /déformation

E.L.U : Le graphique de la contrainte-déformation du béton sous compression à l'ELU présente une forme paraboïde-rectangle. C'est une illustration de la modification de la contrainte du béton en lien avec son raccourcissement. On fait la distinction : 1- région élastique 2 - zone en plastique L'ordre de déformation maximale est approximativement de 3,5, et la contrainte de compression associée est :

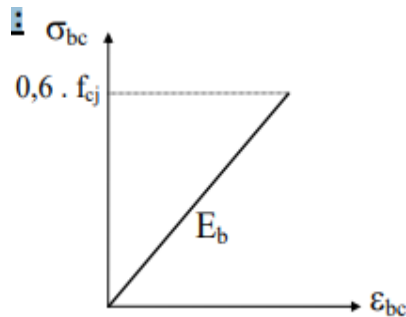
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$



γ_b : coefficient de sécurité qui prend les valeurs

$\gamma_b = 1,5$ cas général $\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

E.L.S :



E_b : module de déformation du béton

E_s : module de déformation de l'acier

- Le rapport E_s/E_b est appelé

coefficient d'équivalence : $n = 15$.

2. 4.1.2.6. Déformations différées

a) **Retrait** : est une déformation volumique (diminution de volume) qui se produit **sans application de charge externe, liée à des phénomènes physiques et chimiques durant la prise, le durcissement et la vie de la structure. Il est principalement dû à la perte d'eau et aux réactions d'hydratation du ciment.

b) Le fluage :

Déformation différée et irréversible sous une charge constante, qui augmente avec le temps. Il est influencé par l'humidité, la température, la durée de chargement et la composition du béton. Ce phénomène affecte les déformations à long terme (ex. : flèches accrues) et doit être intégré dans les calculs de stabilité des structures.

2. 4.1.2.7 Les armatures :

Les armatures sont des éléments en acier (barres, treillis, fils, ou fibres) intégrés dans le béton pour compenser sa faible résistance en traction et améliorer sa ductilité. Elles permettent de reprendre les efforts de traction, de limiter la fissuration, et d'assurer la stabilité des structures (poutres, poteaux, dalles). Elles sont dimensionnées selon les normes (ex. : Eurocode 2) et protégées par l'enrobage du béton contre la corrosion.

Les aciers généralement utilisés sont classés en plusieurs catégories :

Barres rondes lisses.

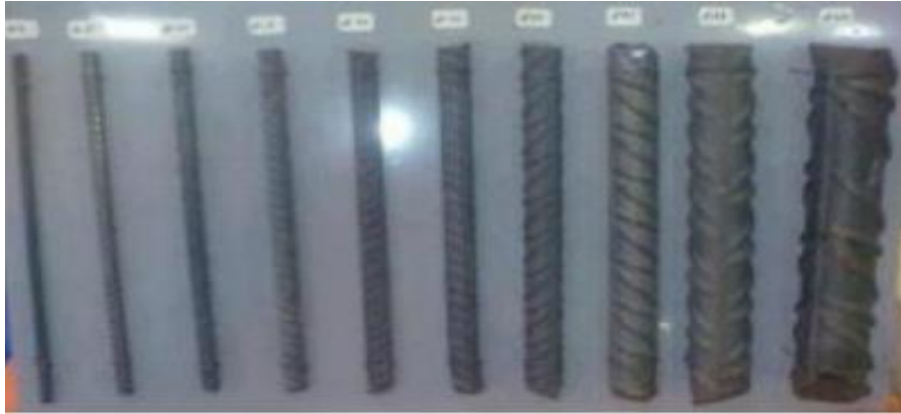
Barres à haute adhérence.

Fils (Fils à Haute adhérence et fils lisses).

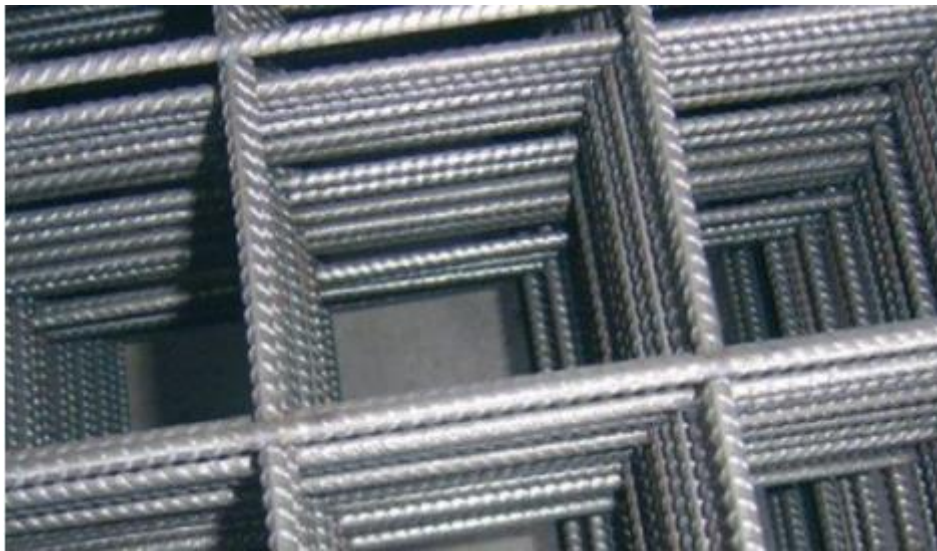
Treillis soudés.

D'une façon générale, on distingue:

- Les aciers passifs longitudinaux
- Les aciers passifs transversaux



-Les barres



Treillis soudés

2. 4.1.3. Caractéristiques des armatures

Dans les calculs, on doit prendre en compte des éléments suivants :

♣ **Section nominale de l'armature,**

Tableau 2.2 : Tableau des sections d'acier

Diamètres	Masse kg/m	Sections totale d'acier en cm ²									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,210	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,31	13,85	15,39
16	1,580	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,850	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,864	12,57	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09	125,66

♣ **Module de déformation longitudinale de l'acier E_s est pris égal à 2.10^5 MPa,**

♣ **Limite d'élasticité garantie de l'acier notée f_e ,**

L'acier est défini par la valeur garantie de sa limite d'élasticité, notée f_e . Le tableau suivante donne les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité actuellement sur le marché

Type	Désignation	Limite d'élasticité
Ronds lisses	FeE215	215
	FeE235	235
Barres HA	FeE400	400
	FeE500	500
Fils tréfilés HA et Treillis soudés HA	FeTE500 TSHA	500
Treillis soudés lisses	TSL	500

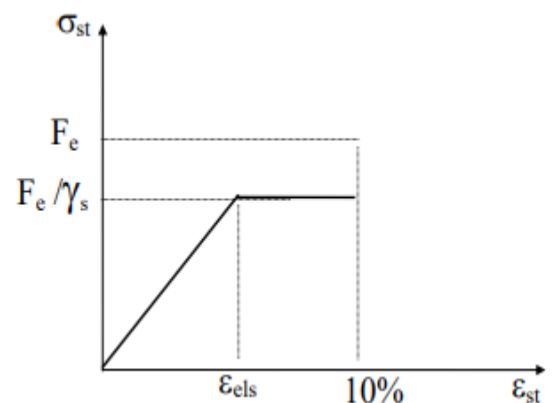
2. 4.1.4 Diagramme Contraintes –Déformations

a) E . L . U

$$f_{su} = \sigma_{su} = f_e / \gamma_s$$

γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ dans le cas général. $\gamma_s := 1$ dans le cas accidentel.



b) E . L . S

On limite la contrainte de l'acier en état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration peu préjudiciable (FPP): Pas de limitation autre que celle à l'ELU ;

$$\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta}) \quad \text{Cas fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta}) \quad \text{Cas fissuration très préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration \Rightarrow

- $\eta = 1$ pour rond lisse
- $\eta = 1.6$ barres HA ou fils HA de diamètre supérieur ou égal à 6mm
- $\eta = 1.3$ fils HA de diamètre inférieur à 6mm

Chapitre 3: Prédimensionnement et Descentes des charges

3.1 Introduction

Le dimensionnement préliminaire des composants nous offre la possibilité d'obtenir et de définir l'échelle au niveau du coffrage de chaque composant constitutif du projet. Elle repose sur le concept de répartition de charge, afin d'évaluer l'effort attribué à chaque composant en raison de la charge et surcharge. On se base sur les règlements suivants pour cela :

- ❖ RPA99 (version 2003)
- ❖ CBA93
- ❖ BAEL 91(modifié 99)
- ❖ DTR B.C.2.2

Le pré dimensionnement inclut : les planchers, poutres, escaliers, poteaux et voiles. Les résultats ne sont pas conclusifs, ils peuvent être amplifiés suite à une validation lors de l'étape de dimensionnement.

3. 2 Prédimensionnement éléments structuraux :

3.2.1 Prédimensionnement des poutres :

- Définition :

Éléments structuraux porteurs conçus pour résister aux efforts de **flexion** et de **cisaillement**. Composées de béton (résistance en compression) et d'armatures en acier (résistance en traction), elles transfèrent les charges aux appuis (poteaux, murs). Utilisées dans les bâtiments, ponts ou dalles, leur dimensionnement suit les normes (ex. : Eurocode 2) pour garantir sécurité et durabilité, en maîtrisant fissuration et déformations.

Les poutres sont dimensionnées par rapport aux conditions de la flèche admissible selon le **BAEL 91(modifié 99)** et sont vérifiées par rapport aux prescriptions du **RPA 99 (version 2003)**.

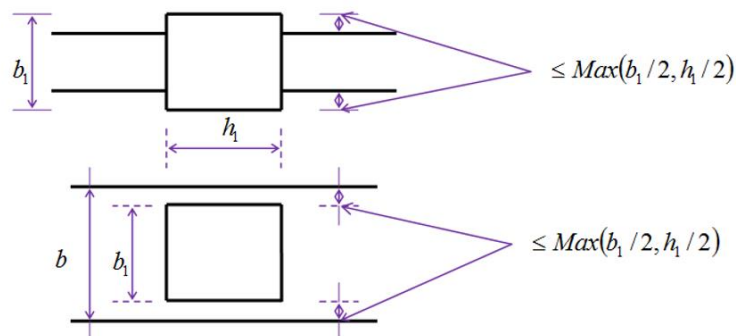


Figure 3.1: Coffrage des poutres

-Détermination de h et b :

- Selon BAEL91 :
$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.8h \end{cases}$$

- **Vérification selon le RPA :**
$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \end{cases} \quad \text{avec : } \begin{cases} b = \text{largeur de la poutre} \\ h = \text{hauteur de la poutre} \\ L = \text{portee de la poutre} \end{cases}$$

a) Sens longitudinal (X-X) :

- **Selon BAEL91**

$$L_{max} = 5.2 - 0.4 = 4.8 \text{ m}$$

$$\frac{4.8}{15} \leq h_p \leq \frac{4.8}{10} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h_p \leq 48 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$0.3(40) \leq b \leq 0.8(40) \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification selon le RPA :**
$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Les trois conditions Vérifiées}$$

b) Sens transversale (Y-Y) :

- **Selon BAEL91**

$$L_{max} = 5 - 0.4 = 4.6 \text{ m}$$

$$\frac{4.6}{15} \leq h_s \leq \frac{4.6}{10} \Rightarrow 30.6 \text{ cm} \leq h_s \leq 46 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3(40) \leq b \leq 0.8(40) \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification selon le RPA :**
$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Les trois conditions Vérifiées}$$

Conclusion :

Voici les dimensions des poutres pour chaque étage et dans les deux orientations :

Poutres principales : h = 45 cm b = 30 cm

Poutres secondaires : h = 40 cm b = 30 cm

3.2.2 Prédimensionnement des planchers :

❖ **Définition :**

Élément horizontal structurel en béton armé destiné à transmettre les charges (poids propre, mobilier, occupants) vers les poutres, colonnes ou murs. Il se compose d'une plaque (surface plane) et généralement de nervures ou poutrelles intégrées, combinant la solidité en compression du béton à celle des armatures en acier en traction. Conçu pour être utilisé dans les constructions, les parkings ou les infrastructures, il est dimensionné pour résister à la flexion, au cisaillement et aux déformations, conformément aux normes (par exemple : Eurocode 2). La durabilité de ce dernier est liée à l'enrobage des armatures pour prévenir la corrosion.

En fonction de l'état de la flèche, l'épaisseur du plancher doit respecter la formule suivante :

$$\text{D'après le BAEL91 : } ht \geq \frac{L}{22.5}$$

$$L=375\text{cm} \text{ Donc: } ht \geq \frac{375}{22.5} = 16.67 \text{ m}$$

On prend ht=20cm et on adopte un plancher de type (20+4)

Avec : -20cm → hauteur de corps creux.

-04cm → épaisseur de la table de compression, qui prise généralement entre 4 et 6 cm.

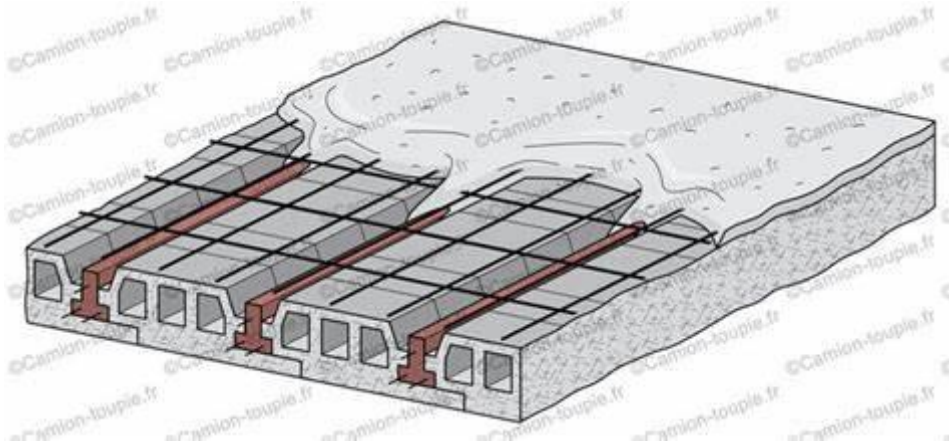


Figure 3.2 : Dalle à corps creux

-Les Poutrelles(nervures):

La distance normalisée entre axe de nervure et de 56cm à 65cm et pour notre cas on adopte $b=65\text{cm}$.

Donc on adopte $b_0=10\text{cm}$

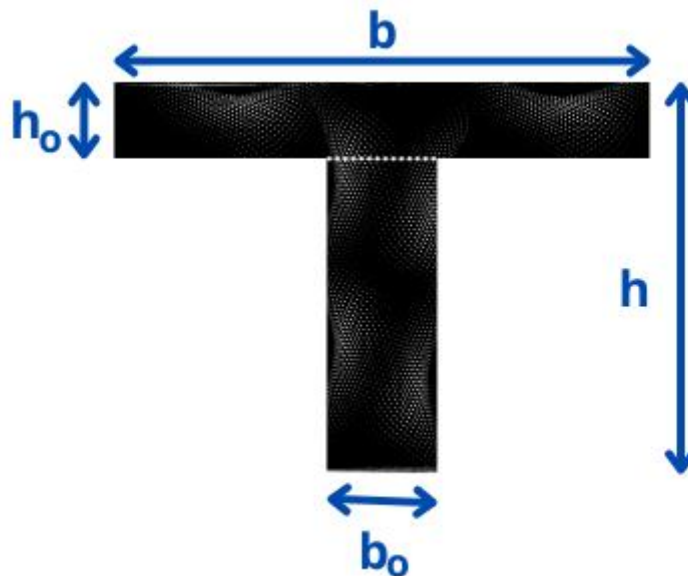


Figure 3.3 : Coupe transversale d une poutrelle

$$b = \min\left\{\frac{Ln}{2}; \frac{L}{10}\right\} = \min\left\{\frac{Ln}{2}; \frac{460}{10}\right\} = \min\left\{\frac{55}{2} = 27.5; \frac{460}{10} = 46.0\right\}$$

Donc $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

3.2.3 Pré dimensionnement d'escalier :

❖ **Introduction :** elle est une structure porteuse composée de marches, paliers et limons (ou paillasse), coulés en béton et renforcés par des armatures en acier. Conçu pour résister aux charges permanentes (poids propre) et d'exploitation (trafic piétonnier), il allie la résistance en compression du béton et la capacité en traction des armatures. Utilisé dans les bâtiments résidentiels, industriels ou publics, il est durable, incombustible et adaptable à des formes complexes (droit, hélicoïdal, balancé).

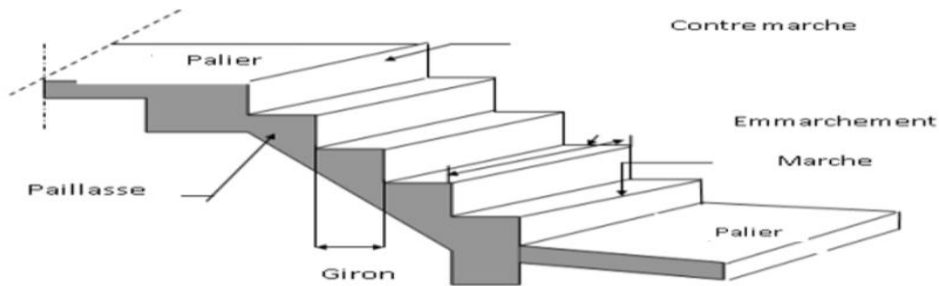


Figure 3.4 : Schéma d'un escalier.

Dans notre conception, nous avons uniquement un type d'escalier, à savoir un escalier droit en béton armé. Nous disposons de deux formes de schéma statique :

- **Type 1 :** Escalier à paillasse avec un seul palier s'appuyant sur les éléments de résistance.
- **Type 2 :** Escalier à marche porteuses. Les marches sont mono encastres dans une poutre brisée.

Type 1 :

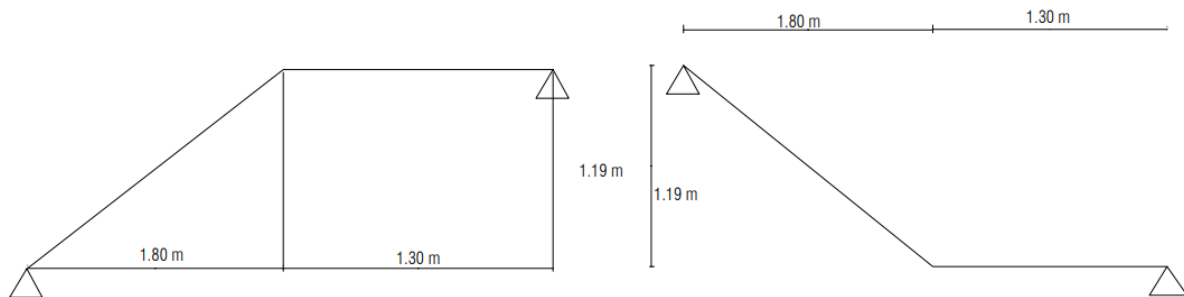


Figure 3.5 : schéma statique d'escalier type 1

On fait appel à la formule suivante pour définir les dimensions des marches et des contre-marches « g et h » :

BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$ Avec : $16 < h < 18 \Rightarrow \mathbf{h = 17 \text{ cm}}$

Donc : $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{g = 30 \text{ cm}}$

$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

- N_c : nombre de contre marche (type 1) : $N_c = \frac{H}{h} = \frac{119}{17} = 7 \Rightarrow \mathbf{N_c = 7}$ contre marches.
- n : nombre de marche : $n - 1 = 7 - 1 = 6 \Rightarrow \mathbf{n = 6}$ marches.
- L'angle d'inclinaison : $\text{tg} \alpha = \frac{119}{180} = 0.661 \Rightarrow \alpha = 33.46^\circ$
- L'épaisseur de la paillasse et de palier : $\frac{L_{pai}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{pai}}{20}$

$$L_{pai} = \sqrt{119^2 + 180^2} = 215.780 \text{ cm}$$

$$\frac{215.780}{30} = 7.19 \text{ cm} \leq ep \leq \frac{215.780}{20} = 10.79 \text{ cm}$$

On adopte epalier= epaillasse= 15 cm.

Type 2 :

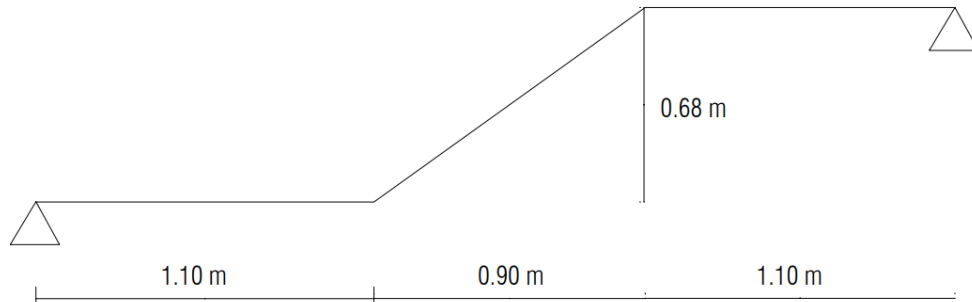


Figure 3.6 : schéma statique d'escalier type 2

BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$ Avec : $16 < h < 18 \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$

Donc : $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$

$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Nc : nombre de contre marche (type 2) : $Nc = \frac{H}{h} = \frac{68}{17} = 4 \Rightarrow Nc = 4$ contre marches

n : nombre de marche : $n - 1 = 4 - 1 = 3 \Rightarrow n = 6$ marches.

L'angle d'inclinaison : $\text{tg} \alpha = \frac{68}{90} = 0.755 \Rightarrow \alpha = 37,05^\circ$

L'épaisseur de la paillasse et de palier : $\frac{L_{pai}}{30} \leq ep \leq \frac{L_{pai}}{20}$

$$L_{pai} = \sqrt{68^2 + 90^2} = 112.80 \text{ cm}$$

$$\frac{112.80}{30} = 3.76 \text{ cm} \leq ep \leq \frac{112.80}{20} = 5.64 \text{ cm}$$

On adopte epalier= epaillasse = 15 cm

3.2.4 Pré dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère, composant secondaire en béton armé exposé aux conditions météorologiques, vise à garantir une protection intégrale sur la terrasse. Il participe à la prévention des fuites et est perçu comme une console verticale intégrée sur la terrasse.

$$G_{acr} = \gamma_{\text{béton}} \times S_{\text{acro}} + G_{\text{enduit}}$$

$$S_{\text{acro}} = (0,1 \times 0,4) + \frac{(0,1 + 0,07) \times 0,22}{2} = 0,0587 \text{ m}^2$$

$$\text{Enduit (3cm)} : 1800 \times 0,03 \times (0,5 + 0,22 + 0,07 + 0,4) = 64,26 \text{ kg/ml}$$

$$S_{\text{acr}} \times \gamma_{\text{béton}} = 2500 \times 0,0587 = 146.75 \text{ kg/ml.}$$

$$G_{acr} = 211.01 \text{ kg/ml}$$

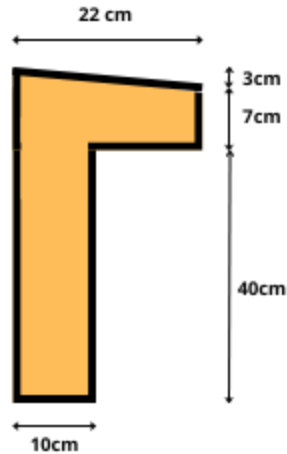


Figure 3.7 : Schématisation de l'acrotère.

3.3 Descentes des charges :

La descente de charge désigne le mécanisme de répartition des charges sur les divers composants constitutifs de la structure d'un bâtiment. L'objectif de la descente de charge est d'établir, pour chaque composant de la structure, les charges constantes et les surcharges opérationnelles qu'il est censé supporter et transmettre aux fondations.

a) Plancher corps creux terrasse (inaccessible) :

1. Gravier de protection = 0.68 kN/m^2
2. Etanchéité multicouche = 0.12 kN/m^2
3. Chape de réglage en mortier de ciment = 0.36 kN/m^2
4. Forme de pente en béton = 1.54 kN/m^2
5. Plancher en corps creux = 3.20 kN/m^2
6. Enduit en ciment = 0.27 kN/m^2

$$G_{\text{terr}} = 6.17 \text{ kN/m}^2 \text{ et } Q_{\text{terr}} = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

b) Planchers : RDC et étage courant :

1. Revêtement en carrelage = 0.44 kN/m^2
2. Mortier de pose = 0.40 kN/m^2
3. Lit de sable = 0.36 kN/m^2
4. Plancher en corps creux = 3.20 kN/m^2
5. Enduit plâtre = 0.20 kN/m^2
6. Cloisons légères = 1 kN/m^2

$$G_{\text{EC}} = 5.60 \text{ kN/m}^2 \text{ et } Q_{\text{EC}} = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

c) Balcon :

1. Carrelage 2cm : $0,02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
2. Chape 2cm : $0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
3. Lit de sable 3cm : $0,03 \times 1700 = 51 \text{ kg/m}^2$
4. Dalle pleine (e) : $e \times 2500 \Rightarrow 0,16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$
5. enduit ciment 3cm : $0,03 \times 1800 = 54 \text{ kg/m}^2$
6. Cloisons : 100 kg/m^2

$$G_{\text{balcon}} = 689 \text{ kg/m}^2 \text{ et } Q_{\text{balcon}} = 350 \text{ kg/m}^2$$

d) Maçonnerie :

1. Parois extérieure (15cm) : $0,15 \times 900 = 135 \text{ kg/m}^2$
2. Parois intérieure (10cm) : $0,10 \times 900 = 90 \text{ kg/m}^2$
3. Enduit de plâtre (2cm) : $0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$
4. Enduit de ciment (3cm) : $0,03 \times 1800 = 54 \text{ kg/m}^2$

$$G_{\text{maç}} = 299 \text{ kg/m}^2$$

e) Escalier :**❖ Volée :**

1. Poids propre de la volée : $e_{\text{vo}} \times 2500 / \cos(\alpha) = 431,03 \text{ kg/m}^2$
2. Poids de la marche : $h \times 2200 / 2 \square 0,17 \times 2200 / 2 = 187 \text{ kg/m}^2$
3. Carrelage granito (2cm) : $0,02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
4. Chappe (2cm) : $0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
5. Enduit de ciment (2cm) : $0,02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$

$$G_{\text{volée}} = 738,03 \text{ kg/m}^2 \text{ et } Q_{\text{volée}} = 250 \text{ kg/m}^2$$

❖ Palier :

1. Poids propre du palier (e_{pa}) : $e_{\text{pa}} \times 2500 \square 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$
2. Lit de sable (3cm) : $0,03 \times 1700 = 51 \text{ kg/m}^2$
3. Chape (2cm) : $0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
4. Enduit de ciment (2cm) : $0,02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
5. Carrelage (2cm) : $0,02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$

$$G_{\text{palier}} = 546 \text{ kg/m}^2 \text{ et } Q_{\text{palier}} = 250 \text{ kg/m}^2$$

f) Les voiles :

1. Poids propre du voile (e_v) : $e_v \times 2500 = 500 \text{ kg/m}^2$
2. Enduit de ciment (3cm) : $0,03 \times 1800 = 54 \text{ kg/m}^2$
3. Enduit de plâtre (2cm) : $0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$

$$G_{\text{voile}} = 574 \text{ kg/m}^2$$

3.3.1 Pré dimensionnement des poteaux :

Selon l'article B.8.4.1 du CBA93, le dimensionnement préliminaire des poteaux se fait en tenant compte de charges verticales provoquant une compression centrée. L'effort normal ultime N_u appliqué à un poteau ne devrait pas dépasser la valeur suivante :

$$N_u = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie

A_s : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul

f_{c28} : résistance à la compression de béton.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Selon l'article 7.4.2.1, le taux minimal d'armatures longitudinales devant être de haute adhérence,

droites et sans crochets pour la zone III est fixé à 0,009.
$$B_r \geq \frac{1.35 \times \beta \times N_u}{0.009f_e + 0.85 \times f_{c28}}$$

On fixe $\lambda = 35 \leq 50$

On prend $\lambda = 35$ pour éviter le flambement

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0.708$$

$$B_r \geq \frac{1.35 \times \beta \times N_u}{0.009f_e + 0.85 \times f_{c28}}$$

$$\beta = 1 + \frac{0.163 \times (35)^2}{1000} \Rightarrow \beta = 1.2$$

$$B_r \geq 0.0652 N_u$$

a) **Poteau le plus sollicité**

$$S_p = \left(\frac{5.2 + 3.1}{2}\right) \times \left(\frac{4.5 + 3.1}{2}\right) = 15.77 \text{ m}^2$$

b) **Calcul de l'effort ultime N_{ult}**

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_G = N_{G\text{terrasse}} + N_{G.EC} + N_{RDC}$$

$$N_G = [1.1G_{\text{terr}} + 1.1G_{ec} + 1.1G_{RDC}] \times 1.1S_p$$

$$N_G = [1.1 \times 0.617 + 1.1 \times 0.560 \times 5] \times 1.1 \times 15.77$$

$$N_G = 0.65 \text{ MN}$$

La charge d'exploitation est identique dans tous les étages, la loi de dégression est équivalant à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation sont réduite à chaque fois de 10% pour chaque étage jusqu'à 50% (valeur conservée pour les étages inférieurs) sauf pour la terrasse et le dernier étage qui conservent leur valeur.

$$N_Q = [Q_{\text{terr}} + Q_{ec}(1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 0.5 \times 5)] \times S_p$$

$$N_Q = 0.15 \text{ MN}$$

$$N_u = 1.35 \times 0.65 + 1.5 \times 0.15 = 1.042 \text{ MN}$$

Donc :

$$B_r \geq 0.0652 N_u \rightarrow B_r \geq 0.0679 \text{ m}^2 \rightarrow (a - 0.02)^2 \geq 0.0679 \rightarrow a \geq 0.296 \text{ m} \quad a = 40 \text{ cm}$$

• **Vérification des conditions du RPA99 (Version 2003) Art 7.4.1**

Selon le RPA99 Art.7.4.1, les dimensions de la section transversale doivent répondre aux critères suivants pour la zone I :

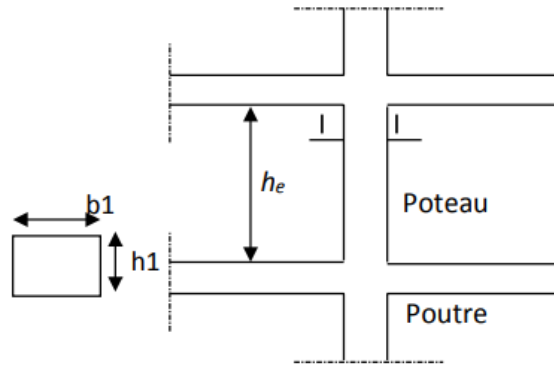


Figure 3.8 : Coupe du poteau en élévation

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{Min}(40,40) = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{Vérifié}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \rightarrow \text{Min}(40,40) = 40\text{cm} \geq 306/20 = 15.3\text{cm} \rightarrow \text{Vérifié}$$

$$1/4 < b_1/h_1 < 4 \rightarrow 1/4 < 1 < 4 \rightarrow \text{Vérifié}$$

Conclusion :

Donc on opte pour un poteau carré (40×40) cm²

3.3.2 Pré dimensionnement des voiles :

Selon l'article 7.7.7 du RPA99/Version 2003, le pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié. Les voiles ont pour fonction de stabiliser le bâtiment en gérant les forces horizontales (telles que celles provenant d'un séisme et du vent) d'une part, tout en supportant les efforts verticaux (ceci dépend de la conception) d'autre part. Les charges verticales, charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Les charges horizontales ; effet de séisme et du vent.

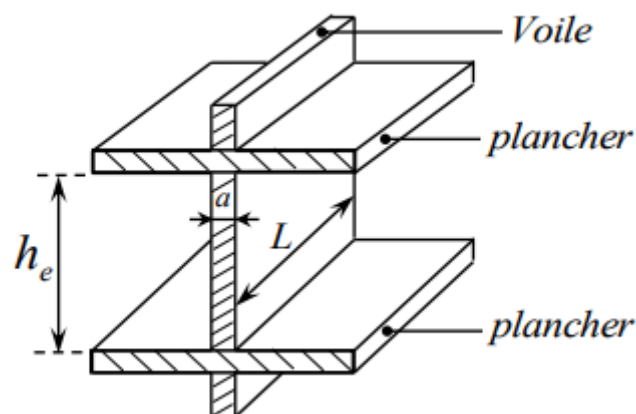


Figure 3.9 : Coupe des voiles en élévation.

D'après le RPA99 (Version 2003) article 7.7.1 :

- Les éléments satisfaisants à la condition ($L \geq 4 a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec L : portée du voile ; a : épaisseur du voile

- L'épaisseur minimale du voile est de **15cm**.

En outre, l'épaisseur doit être définie en tenant compte de la hauteur libre entre les étages et des exigences de rigidité aux extrémités, comme illustré dans la figure ci-après

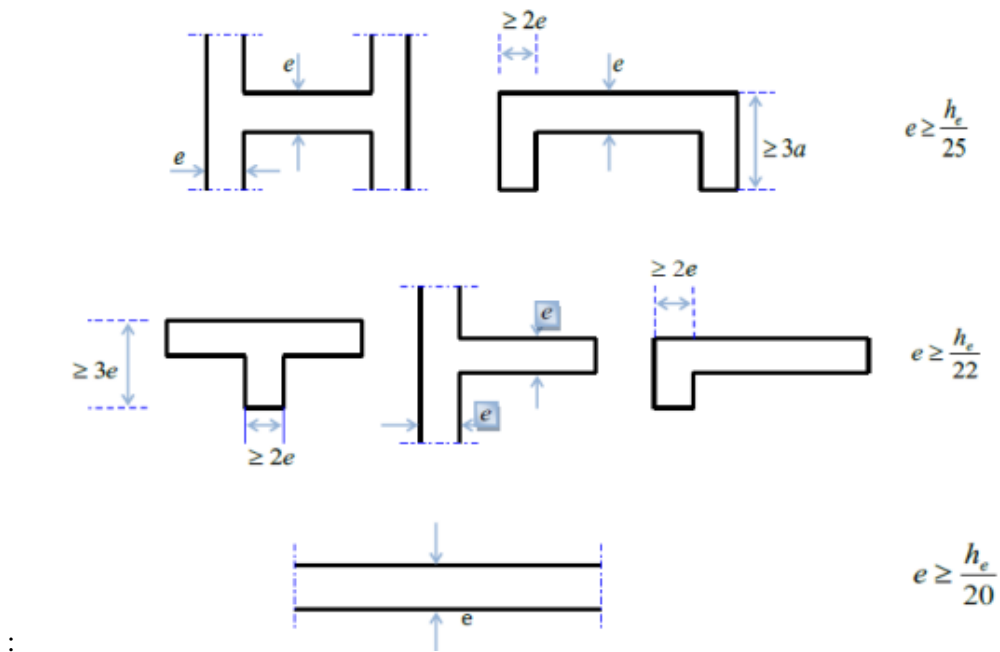


Figure 3.10 ; Coupe de voile en plan

Soit : $e \geq \max \left[\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right]$ $h_e = 3.06 - 0.16 = 2.9 \text{ m}$

$e \geq \max [11.6 \text{ cm} ; 13.18 \text{ cm} ; 14.5 \text{ cm}]$ $e \geq 15 \text{ cm}$

Conclusion:

On adopte **e=20cm** pour les Voiles transversaux et longitudinaux

Chapitre 4: Ferrailage Des Éléments Secondaire (en génie civil)

4.1 Introduction

Le ferrailage des éléments secondaires en génie civil est une étape essentielle pour assurer la durabilité et la stabilité des structures. Ces éléments, bien que non porteurs, jouent un rôle crucial dans la répartition des charges et la résistance aux efforts localisés. Le choix des armatures dépend des contraintes mécaniques, des conditions environnementales et des normes en vigueur. Une conception optimisée permet de minimiser les risques de fissuration et de déformation tout en garantissant une intégration harmonieuse avec les éléments principaux. Enfin, une exécution rigoureuse du ferrailage est indispensable pour respecter les exigences de sécurité et de performance des ouvrages.

4.2 L'acrotère :

L'acrotère est un élément architectural et structural situé en bordure de toiture ou de terrasse, servant à la fois de protection et de finition. Il joue un rôle essentiel dans la gestion des eaux pluviales en empêchant les infiltrations et en dirigeant l'eau vers les systèmes d'évacuation. Fonctionnellement, il renforce la sécurité en agissant comme une barrière de protection pour les personnes sur les toits ou les terrasses. Structurellement, il contribue à la rigidité de l'ensemble du bâtiment et peut être conçu pour résister aux charges climatiques, comme le vent ou la neige. Enfin, l'acrotère est souvent intégré dans le design architectural pour améliorer l'esthétique du bâtiment tout en répondant aux normes techniques et réglementaires.

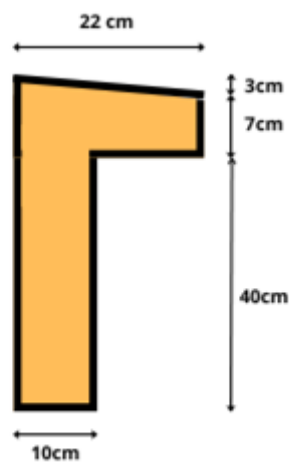


Figure 4.1: Section ferraillée de l'acrotère

4.2.1 Hypothèse de calcul :

- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire.
- Le calcul se fait à la flexion composée.

4.2.2 Action sismique :

D'après l'article 6.2.3 du RPA99, l'acrotère est perçu comme un élément non structural soumis à une force horizontale F_p résultant d'un séisme, calculée de la manière suivante

$$F_p = 4 C_p A W_p$$

Avec : A : coefficient d'accélération, $A = 0,12$ (groupe d'usage 2 ; Zone I)

C_p : facteur de force horizontale, $C_p = 0,3$

W_p : poids de l'acrotère, $W_p = 211,01 \text{ kg/ml}$

$F_p = 4 \times 0,3 \times 0,25 \times 211,01$

$F_p = 63,303 \text{ kg/ml} < Q = 100 \text{ kg/ml}$

Selon le **DTR B.C.2.2** : $Q = 1 \text{ KN/m} = 100 \text{ kg/ml} > F_p$

On remarque que la charge exploitation Q est plus importante que la force due au séisme.

4.2. 3 Ferrailage :

a) Armature longitudinale :

Selon l'article B.5.3.1 du CBA93 concernant les composants secondaires soumis aux intempéries, la section minimale d'acier devra être :

$$\begin{cases} \text{Si } f_{t28} \leq 2.4 \text{ MPa} : A_s = 0.25\% B \\ \text{Si } f_{t28} \geq 2.4 \text{ MPa} : A_s = 0.20\% B \end{cases}$$

On a $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \Rightarrow A_s = 0.25\% B$

Puisque nous effectuons le ferrailage pour des bandes de 1m de largeur, la section de béton est donc égale à : $B = 10 \times 100 = 1000 \text{ cm}^2$

$A_s = 0.25\% \times B = 2.5 \text{ cm}^2$

On adopte : 5T8/ml

b) L'espacement St :

L'espacement St doit être inférieur au : $St < \min(25 \text{ cm et } 2.5ep) = 25 \text{ cm}$

ep : l'épaisseur du béton

Nous prenons $St = 20 \text{ cm}$.

c) Armature de répartition :

$A_r = A_s/4 = 0.625 \text{ cm}^2$

On prend 3T8/ml avec un espacement de 20 cm

d) Croquis de ferrailage:

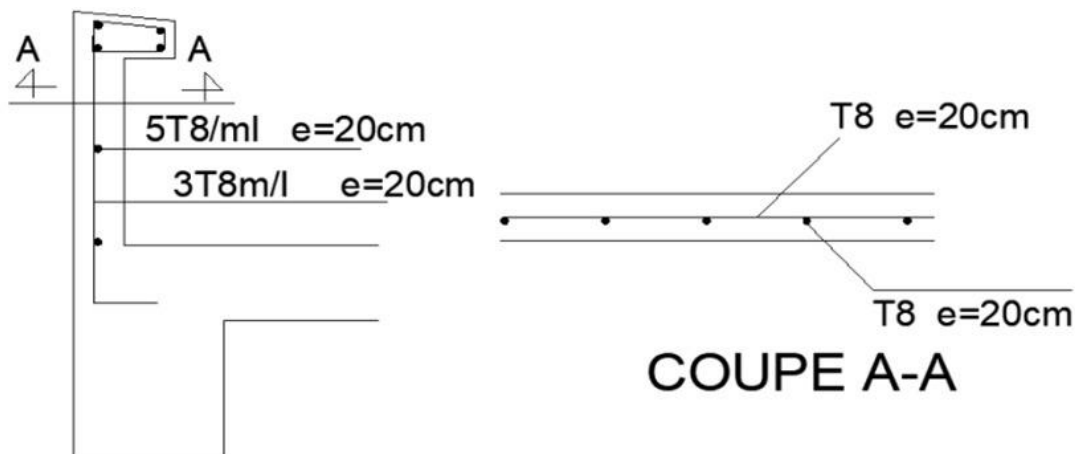


Figure 4.2: coupes de ferrailage de l'acrotère

4.3 Balcons :

On effectue le calcul du balcon en tant que console, pour une bande de 1 mètre de large.

4.3.1 Schéma statique :

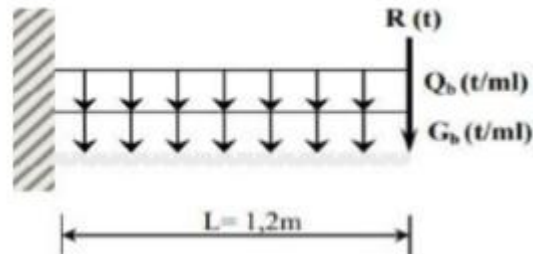


Figure 4.3 Schéma statique d'un balcon

4.3.2 Evaluation des charges :

- charge permanente: $G_b=0.689$ t/ml
- charge d'exploitation : $Q_b=0.350$ t/ml
- charge centrée (maçonnerie) : $R=0.18$ t

4.3.3 Ferrailage :

La fissuration est considérée comme nuisible

Le renforcement sera effectué selon l'ELU et l'ELS, en flexion simple

ELU :

On a :

$$G_u = 1,35G_b + 1,5Q_b$$

$$G_u = 1455,15 \text{ kg/ml} = 1,46 \text{ t/ml.}$$

$$P_u = 1,35 \times R$$

$$P_u = 243 \text{ kg} = 0,243 \text{ t.}$$

❖ **Moment a l'encastrement:**

$$M_u = \left(\frac{G_u \times L^2}{2} \right) + (P_u \times L) \quad M_u = 1,343 \text{ t.m}$$

❖ **Ferrailage:**

$$\text{Pour : } \begin{cases} b = 1m \\ h = 0.16m \\ d = 0.9h = 0.144m \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bu}) = 0.0457 < 0.186 \text{ _ pivot A, donc } \dot{A}_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0585$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.14 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 2.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification selon le CBA 93 :

$$A_{cnf} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_e = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ELS:

On a:

$$G_{ser} = g_b + Q_b$$

$$G_{ser} = 1039 \text{ kg/ml} = 1,04 \text{ t/ml.}$$

$$P_{ser} = R$$

$$P_{ser} = 180 \text{ kg} = 0,180 \text{ t.}$$

Moment a l'encastrement:

$$M_{ser} = \left(\frac{G_{ser} \times L^2}{2} \right) + (P_{ser} \times L) \quad M_{ser} = 0.965 \text{ t.m}$$

Ferrailage :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$\mu_{rb} = \alpha_r / 2 \times (1 - \alpha_r / 3) = 0.217$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times b \times b^2 \times \sigma_{bc} = 0.0675 \text{ MN.m} > M_{ser} = 0.00965 \Rightarrow \text{Donc } A_s = 0$$

$$Z_r = d(1 - \alpha_r / 3) = 0.119 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_s}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{0.00965}{0.144 \times 201.63} = 3.32 \text{ cm}^2$$

Conclusion

$$A_x = \max(A_u, A_{ser}, A_{cnf}) = A_{ser} = 3.32 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : 4T12 (4.52 cm}^2) \text{ (e=20cm)}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_x}{4} = 1.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend : 4T8 (2.01 cm}^2) \text{ (e=20cm)}$$

4.3.4 Croquis du ferrailage du balcon :

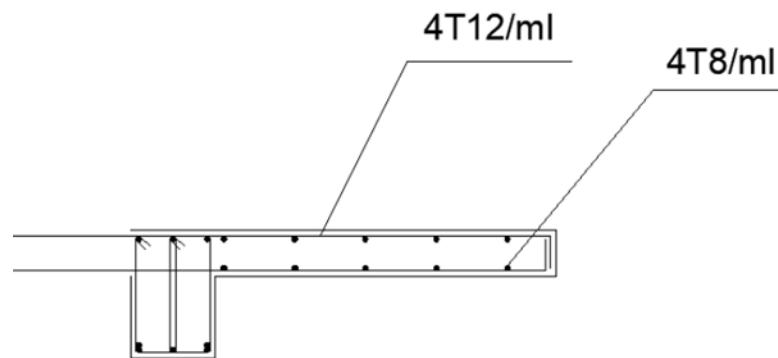


Figure 4.4 : Croquis de ferrailage du balcon

4.4. Les escaliers :

4.4.1 Définition

Les escaliers, qui sont une série de marches facilitant la transition d'un niveau à un autre, sont soigneusement protégés au sein du bâtiment. Leurs calculs se font sur une bande de 1m en fissuration, ce qui peut être préjudiciable.

4.4.2 Evaluation des charges :

$$G_v = 0.73803 \text{ t/ml}$$

$$G_p = 0.546 \text{ t/ml}$$

$$Q = 0.250 \text{ t/ml}$$

4.4.3 Combinaison de calcul :

Tableau 4.1: Combinaison des charges

Escalier	G (t/m ²)	Q (t/m ²)	ELU (KN/ml)
Volée	0.73803	0.250	13.70
Palier	0.546	0.250	11.12

a) Détermination des sollicitations :

➤ Type 1 :❖ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_{u \text{ volée}} = 13.70 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 11.12 \text{ KN/ml}$$

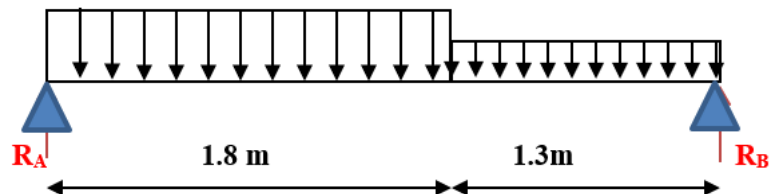


Figure 4.5.: schéma statique d'escalier type 1

1. Réaction des appuis :

$$\Sigma F_v = 0 \quad \longrightarrow \quad R_A + R_B = (q_{u \text{ volée}} \times 1.8 + q_{u \text{ palier}} \times 1.3) = 39.116 \text{ KN}$$

$$\Sigma F/B = 0 \quad \longrightarrow \quad R_A = \frac{(q_{u \text{ palier}} \times 1.3)(1.3/2 + 1.8) + (q_{u \text{ volée}} \times 1.8^2/2)}{1.8 + 1.3} = 18.524 \text{ KN}$$

$$\Sigma F/A = 0 \quad \longrightarrow \quad R_B = \frac{(q_{u \text{ volée}} \times 1.8)(1.8/2 + 1.3) + (q_{u \text{ palier}} \times 1.3^2/2)}{1.8 + 1.3} = 20.532 \text{ KN}$$

Verification :

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (q_{u \text{ vol}} \times 1.8) - (q_{u \text{ palier}} \times 1.3) = 0$$

2. Effort tranchant et moment fléchissant :

- Section I-I : $0 \leq x \leq 1.8\text{m}$

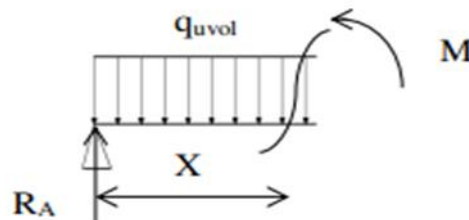


Figure 4.6 : section de calcul

$$T(x) = R_A - (q_{u \text{ vol}} \times x)$$

$$M(x) = R_{Ax} - (q_{u \text{ vol}} \frac{x^2}{2})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow T = 18.584 \text{ KN} \\ x = 1.8 \Rightarrow T = -6.076 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow M = 0 \text{ KN} \\ x = 1.8 \Rightarrow M = 11.257 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Section II-II : $1,8 \leq x \leq 3,1\text{m}$

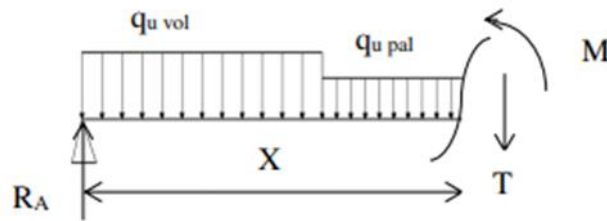


Figure 4.7 : section de calcul

$$T(x) = R_A - 1,8q_{u \text{ vol}} - q_{u \text{ palier}} \times (x - 1,8)$$

$$M(x) = R_A x - 1,8(x - \frac{1,8}{2}) q_{u \text{ vol}} - \frac{(x-1,8)^2}{2} q_{u \text{ palier}}$$

$$\begin{cases} x = 1,8 \Rightarrow T = -6,076 \text{ KN} \\ x = 3,1 \Rightarrow T = -20,532 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} x = 1,8 \Rightarrow M = 11,257 \text{ KN} \\ x = 3,1 \Rightarrow M = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

3 Calcul du moment fléchissant maximum :

$$T=0 \longrightarrow R_A - (q_{u \text{ vol}} \times x) = 0 \longrightarrow x=1,365 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = R_A x - (q_{u \text{ vol}} \frac{x^2}{2}) = 12,614 \text{ KN.m}$$

Remarque : les appuis sont semi encastéré donc ils doivent équilibrer un moment $M_a = -0,2 M_{\text{max}}$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0,8 M_{\text{max}}$

❖ Moment en appuis :

$$M_a = -0,2 M_{\text{max}} = -2,523 \text{ KN.m}$$

❖ Moment en travée :

$$M_t = 0,8 M_{\text{max}} = 10,091 \text{ KN.m}$$

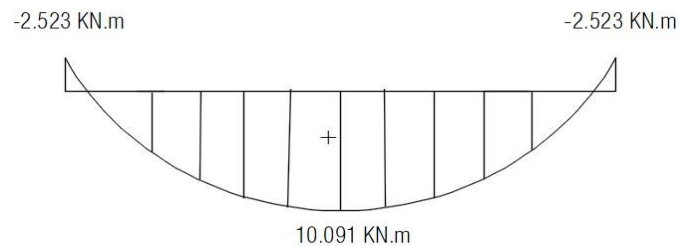


Figure 4.8 Diagrammes des moments

$$q_{u \text{ volée}} = 13,70 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 11,12 \text{ KN/ml}$$

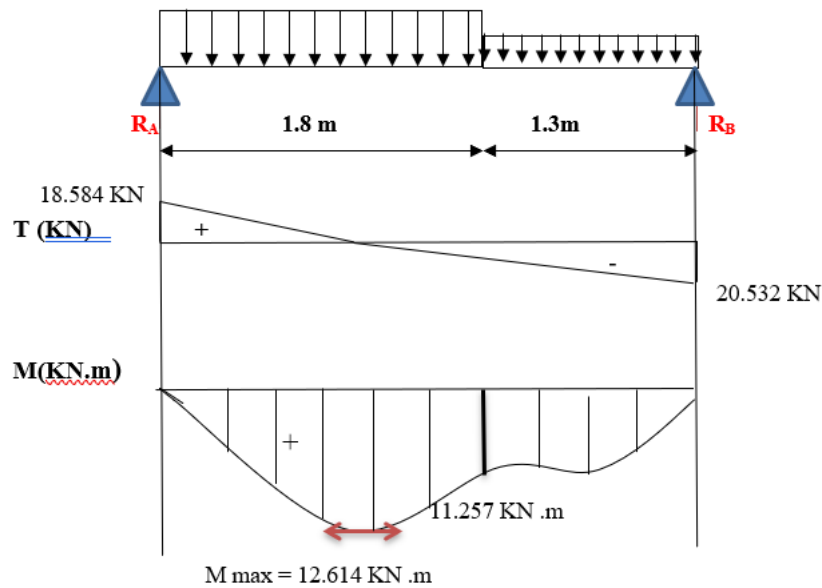


Figure 4.9: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU

b) Calcul du ferrailage :

L'escalier se trouve à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu préjudiciable ; le calcul se fera à l'ELU pour une bande de 1 mètre.

➤ En travée :

$$M_t = 10.091 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.091 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 15.3^2} = 0.030 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc A' n'existe pas et $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347.83 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.039$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 15.055 \text{ cm}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{10.091 \times 10^3}{15.055 \times 347.83} = 1.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,93 \text{ cm}^2/\text{ ml}$$

Choix : 4T12 → A=4.52 cm²/ ml

$$T12 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adoptif}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T10 → A=3.14 cm²/ ml

$$T10 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

➤ En appuis :

$$M_a = 2.523 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.523 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 15.3^2} = 0.007 < \mu_i = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc A' n'existe pas et $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347.83 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0087$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 15.24 \text{ cm}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{2.523 \times 10^3}{15.24 \times 347.83} = 0.48 \text{ ml}$$

- **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} = 1.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4T12 $\rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{T12} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{adoptif}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T10 $\rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{T10} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

➤ **Type 2:**

$$q_{u \text{ palier}} = 11.12 \text{ KN/ml} \quad q_{u \text{ volée}} = 13.70 \text{ KN/ml} \quad q_{u \text{ palier}} = 11.12 \text{ KN/ml}$$

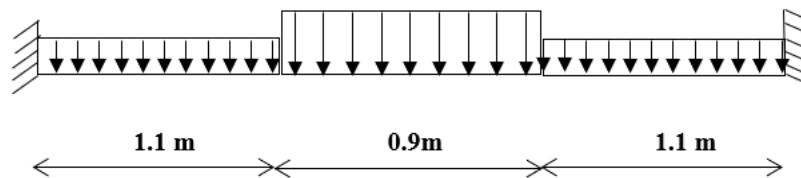


Figure 4.10:: schéma statique d'escalier type 2

Calcul de la charge équivalente :

$$Q_{\text{éq}} = \frac{2 \times 1.1 \times q_p + 0.9 \times q_v}{2 \times 1.1 + 0.9} = \frac{2 \times 1.1 \times 11.12 + 0.9 \times 13.70}{2 \times 1.1 + 0.9} = 11.869 \text{ KN/ml}$$

Calcul Mmax:

$$M_{\text{max}} = \frac{Q_{\text{éq}} \times 3.1^2}{8} = 14.257 \text{ KN.m}$$

Remarque : les appuis sont semi encastrés donc ils doivent équilibrer un moment

$$M_a = -0,2 M_{\text{max}} \text{ qui conduit à un moment réduit en travée : } M_t = 0,8 M_{\text{max}}$$

❖ Moment en appuis :

$$M_a = -0,2 M_{\text{max}} = -2.851 \text{ KN.m}$$

❖ Moment en travée :

$$M_t = 0,8 M_{\text{max}} = 11.4056 \text{ KN.m}$$

c) Calcul du ferrailage :

L'escalier se trouve à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu préjudiciable ; le calcul se fera à l'ELU pour une bande de 1 mètre.

➤ En travée :

$$M_t = 11.4056 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.4056 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 15.3^2} = 0.034 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc A' n'existe pas et $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347.83 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.043$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 15.032 \text{ cm}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{11.4056 \times 10^3}{15.032 \times 347.83} = 2.181 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} = 1.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 2.181 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4T12 → A=4.52 cm²/ ml

T12 → e = 15 cm

- **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{adoptif}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T10 → A=3.14 cm²/ ml

T10 → e = 15 cm

➤ En appuis :

$$M_a = -2.851 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.851 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 15.3^2} = 0.0085 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc A' n'existe pas et $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347.83 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0011$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 15.23 \text{ cm}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{2.851 \times 10^3}{15.23 \times 347.83} = 0.538/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} = 1.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4T12 → A=4.52 cm²/ ml

T12 → e = 15 cm

- **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{adoptif}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T10 → A=3.14 cm²/ ml

T10 → e = 15 cm

4 Croquis de ferraillage :

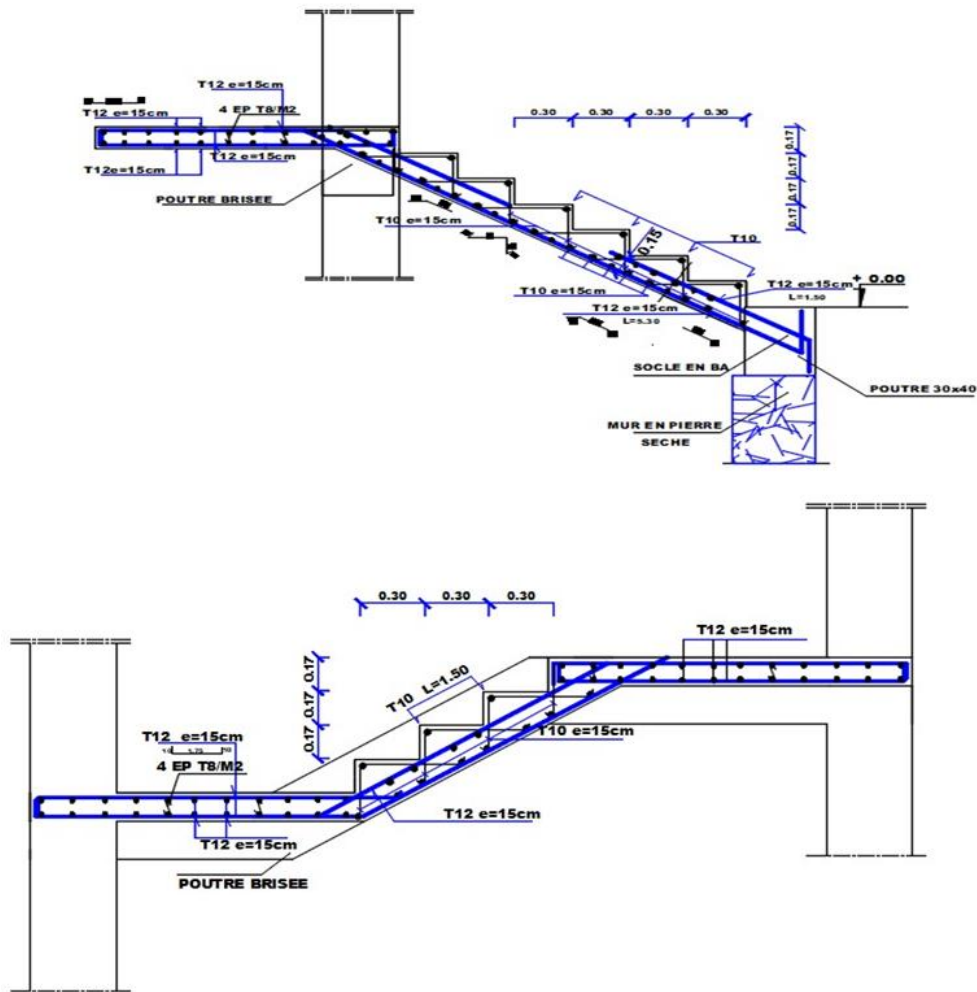


Figure 4.11: Ferrailage d'escalier type 1 et 2

➤ **Type 3 (Escalier à marche porteuses) :**

- Calcul de la hauteur moyenne de la marche : h_{moy}

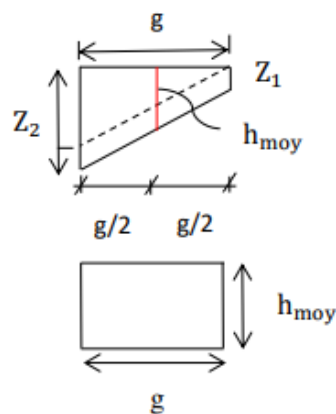


Figure 4.12: section transversale de calcul D'une marche porteuse

$$h_{moy} = \frac{Z1+Z2}{2} = \frac{2Z1+h}{2}$$

$$\operatorname{Tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$Z_1 = \frac{ep^2}{\cos\alpha} = 6.90 \text{ cm}$$

$$h_{\text{moy}} = \frac{2 \times 6.9 + 17}{2} = 15.4 \text{ cm}$$

descente des charges :

❖ Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (carrelage +sable +mortier de pose)(104 ×g).....31,2 daN/ml
- Revêtement verticale (104× h).....17,68 daN/ml
- Poids propre de la marche (2500 × 0,17 × 0,3)..... 127,5 daN/ml
- Enduit au ciment (18 × 1,5/ $\cos^2(\alpha)$ × g).....10,70 daN/m

$$\mathbf{G = 1,8708KN/ml}$$

❖ Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $Q = 2,5 \text{ KN/ml} \Rightarrow P = 2,5 \times 0.3 = \mathbf{0,75 \text{ KN/ml}}$

❖ Combinaison fondamentales :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_u = (1,35G + 1,5P) = 3,650 \text{ KN/ml}$$

d) Calcul du ferrailage :

$$q_u = 3,650 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = - \frac{q_u \times L^2}{2} = - \frac{3,650 \times 1.3^2}{2} = -3.085 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.085 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 15.3^2} = 0.0093 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc A' n'existe pas et $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347.83 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.011$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 15.23 \text{ cm}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{3.085 \times 10^3}{15.23 \times 347.83} = 0.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 0.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 2T10 → A=1.57 cm²/ ml

T10 → e = 15 cm

Croquis de ferrailage :

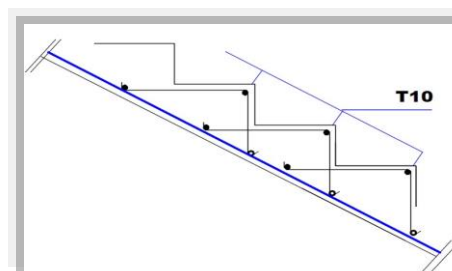


Figure 4.13:: Ferrailage à marche porteuses

☒ Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges (réactions) provenant des volées et des paliers de repos ainsi que celle des marches porteuses.

1- Pré dimensionnement de la poutre brisée :

La hauteur et largeur de la poutre palière est calculée comme suit :

$$\frac{350}{15} = 23.3 \text{ m} \leq h_p \leq \frac{350}{10} = 35 \text{ m} \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$0.3(35) \leq b \leq 0.8(35) \Rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

➤ Vérification de la condition du RPA :

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.4 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Les trois conditions Vérifiés.}$$

Donc ; la section de la poutre brisée est de dimensions (30×35) cm²

2-Evaluation des charges :

$$q_{eq} = \frac{q_2 \times L_2 + 2 \times q_1 \times L_1}{L_2 + 2L_1} + (g_p + g_{mur})$$

g_p et g_{mur} : poids propre de la poutre brisée et du mur respectivement.

q_1 : Charge uniformément répartie due aux réactions du palier et de la volée.

q_2 : Charge uniformément répartie due aux réactions des marches porteuses.

q_{eq} : charge équivalente sollicitant la poutre brisée.

• Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée :

$$g_p = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$$

• Calcul de la charge due au poids du mur : $g_{mur} = G_{mur} \times \frac{he}{2}$

Poids du mur : $G_{mur} = 2.99 \text{ KN/m}^2$ (chapitre II pré- dimensionnement).

$$\text{Hauteur libre: } he = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m} \Rightarrow g_{mur} = 2.99 \times \frac{2.66}{2} = 3.977 \text{ KN/ml}$$

• Combinaisons fondamentales :

$$q_{1u} = 11.869 \text{ KN/ml}$$

$$g_p = 1.35 \times 2.625 = 3.543 \text{ KN/ml}$$

$$g_{mur} = 1.35 \times 3.977 = 5.368 \text{ KN/ml}$$

$$q_{2u} = \frac{n \times q_u \times l}{L} = 13.383 \text{ KN/ml} \quad (\text{n: nombres des marches})$$

$$q_{eq} = \frac{(13.383 \times 0.9 + 2 \times 11.869 \times 1.3)}{3.5} + (3.543 + 5.368) = 21.169 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^U = \frac{q_{eq} \times L^2}{8} = 32.415 \text{ KN.m}$$

➤ En travée:

$$M_0^t = 0.8 M_0^U = 25.932 \text{ KN.m}$$

➤ En appuis:

$$M_0^a = -0.2 M_0^U = -6.482 \text{ KN.m}$$

3-Calcul du ferrailage :

➤ En appuis:

$$M_0^a = -0.2 M_0^U = -6.482 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.482 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times 27^2} = 0.021 < \mu = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc A' n'existe pas et $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.83 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.026$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 26.71\text{cm}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{6.482 \times 10^3}{26.71 \times 347.83} = 0.697 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 3T12 \rightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ En travée:

$$M_0^t = 0.8 M_0^U = 25.932 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{25.932 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times 27^2} = 0.084 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc A' n'existe pas et $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.83 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.109$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 25.814\text{cm}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{25.932 \times 10^3}{25.814 \times 347.83} = 2.888 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 2.888 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 3T12 \rightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

4-Croquis de ferrailage :

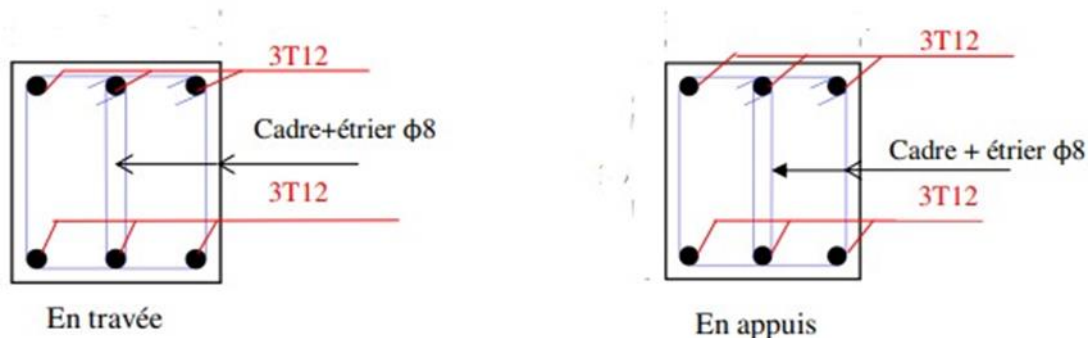


Figure 4.14: Schéma de ferrailage de la poutre palière

4.5 Les dalles :

4.5.1 Définition :

Une dalle est une plaque plane et fine dont l'épaisseur est bien inférieure à la plus petite dimension horizontale, pouvant être supportée de manière continue ou discontinue par 2, 3 ou 4 points d'appui

composés de poutres, poutrelles ou murs. Les dalles possèdent une rigidité infinie dans leurs plans et une souplesse en dehors de ces mêmes plans .

Elles assurent le transfert des charges verticales vers les éléments porteurs et garantissent la concordance des mouvements horizontaux .

Nos dalles sont constituées de béton armé et ont une épaisseur de : $e = 16\text{cm}$.

4 .5.1 Etude des poutrelles :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

- Plancher terrasse $G = 6.17 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Etage courant $G = 5.60 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

➤ **Combinaisons fondamentales**

1. **Plancher terrasse**

$$\text{ELU : } P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_u = (1.35 \times 6.17 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.39 \text{ Kn/ml}$$

$$\text{ELS: } P_s = (G + Q) \times 0.65$$

$$P_s = (6.17 + 1) \times 0.65 = 4.66 \text{ Kn/ml}$$

2. **Etage courant**

$$\text{ELU : } P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_u = (1.35 \times 5.60 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.37 \text{ Kn/ml}$$

$$\text{ELS: } P_s = (G + Q) \times 0.65$$

$$P_s = (5.60 + 1.5) \times 0.65 = 4.615 \text{ Kn/ml}$$

• **Détermination des sollicitations des poutrelles :**

D'après le B.A.E.L.91 pour la détermination des effortstranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de caquot
- Méthode destrois moments

➤ **Condition d'application :**

La méthode de calcul proposée par Albert Caquot en (1781 – 1976) par du postulat que les moments sur appuis sont provoquées par les charges se trouvant sur les travées adjacentes à l'appui considérée.

➤ **La méthode forfaitaire :**

I- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1- la charge d'exploitation :

$Q_{\text{terr}} =$	1	$< \min (2G; 5 \text{ KN/m}^2), \dots\dots\dots$	Vérifiée
$Q_{\text{etage}} =$	1.5	$< \min (2G; 5 \text{ KN/m}^2), \dots\dots\dots$	Vérifiée

2- Condition des portées successives :

$0,80 \leq L1/L2 \leq 1,25$ *Après avoir vérifié les longueurs des travées, on conclue que toutes les valeurs ($L1/L2$) sont comprise entre : 0,80 et 1,25

II- Calcul du ferrailage des poutrelles à l'ELU :

Lmax (m)	4.60	fc28 (Mpa)	25	Fe(Mpa)	400
b (m)	0.12	gama b	1.50	Ft28 (Mpa)	2.10
d (m)	0.216	gama s	1.15	fbu	14.17

Extraction des moments par la méthode forfaitaire :

Niveau	G (KN/m2)	Q (KN/m2)	qu (KN/m2)	qu x 0,65	M0 (KN.m)	Mtravée (KN.m)	Mappui (KN.m)
Terrasse	6.17	1.00	9.83	6.39	16.90	14.36	8.45
Etage	5.6	1.5	9.81	6.38	16.87	14.34	8.43

Niveau	Section	Mumax (MN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Au (cm ² /ml)	Acnf (cm ²)	Aadopté (cm ² /ml)
Terrasse	Travée	0.014	0.181	0.252	0.194	2.13	1.14	2.13
	Appuis	0.008	0.107	0.141	0.204	1.19	1.14	1.19
Etage courant	Travée	0.014	0.181	0.251	0.194	2.12	1.14	2.12
	Appuis	0.008	0.106	0.141	0.204	1.19	1.14	1.19

Niveau	Section	Nombre de barre
Terrasse	Travée	3HA12
	Appuis	Fil 1HA12+ Ch 1HA12
Etage courant	Travée	3HA12
	Appuis	Fil 1HA12+ Ch 1HA12

III-Verification :

1-ELU : Armatures transversales

$$\varnothing \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varnothing_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{240}{35}; 12; \frac{120}{35} \right) = 6.80 \text{ mm on prend } \varnothing_t = 0.68 \text{ cm}$$

On opte : $2\varnothing_8 \rightarrow A_t = 1.00 \text{ cm}^2$

1-ELS :

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq (y-1)/2 + f_{c28}/100 ; \text{ Avec } y = M_u/M_s$$

	Mu(KN.m)	Ms(KN.m)	α	y	(y-1)/2 + fc28/100	Observation
Travée	14.34	10.38	0.251	1.38	0.441	<i>vérifiée</i>
Appuis	8.43	6.10	0.141	1.38	0.441	<i>vérifiée</i>

2-Vérification au cisaillement :

Suivant l'article A.5.1.3 du CBA 93 :

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{e28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right) .$$

= 3.3333333 Mpa

$V_u = (0,65 \times q_u) \times L/2 = 0.01 \text{ KN}$

$\tau_u = 0.57 \leq \bar{\tau}_u$ **Vérifiée**

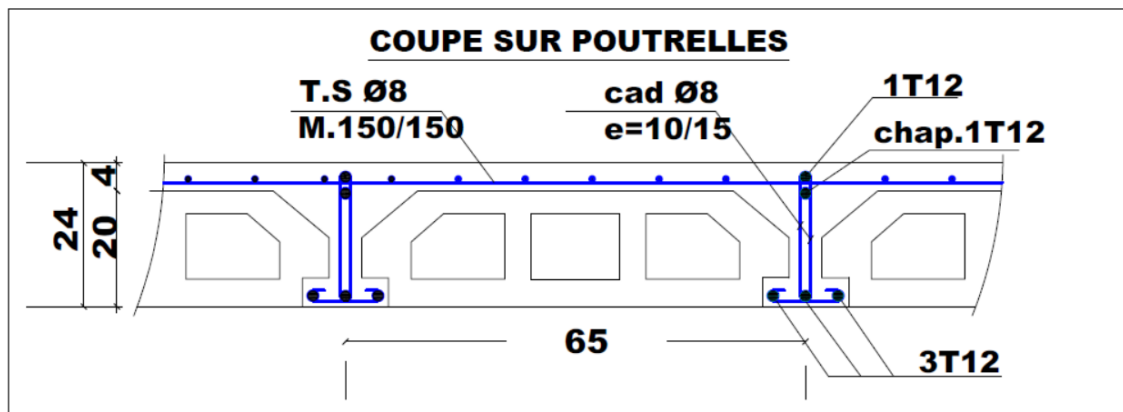


Figure 4.15: Croquis de ferrailage des dalles

CHAPITRE 5: Etude Sismique Et Dynamique

5.1 Introduction :

Les bouleversements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Le séisme est un événement qui résulte du frottement entre les plaques tectoniques. Un mouvement de ces plaques provoque des efforts sismiques, entraînant des accélérations capable toucher l'intensité de la gravité. Par conséquent, un action sismique est un effort dynamique (qui varie selon le temps).

L'objectif du étude parasismique est de déterminer les valeurs propriétés les plus défavorables de la réaction sismique et de dimensionner les composants résistants, dans le but d'assurer une sécurité considérée comme satisfaisante concernant l'ensemble de la structure et garantir le confort des résidents.

Au cours de cette étude, le évaluation sismique sera réalisé conformément au règlement parasismique [RPA99 version2003].

5.2 Choix de la méthode de calcul :

Le code parasismique algérien (RPA 99 version 2003) suggère trois approches distinctes pour évaluer la force sismique :

- L'approche statique équivalente.
- La technique d'analyse par modulation spectrale.
- Analyse dynamique par le biais d'accélérogramme.

5.2.1 Méthode statique équivalente (MSE) :

1. Conditions d'application.

L'article 4.1.2 du RPA 99 version 2003 énonce les conditions requises pour l'application de la procédé statique équivalente. Notre construction répondait aux critères de conformité en termes de plan et d'élévation, donc cette méthode est applicable.

2. Principe :

Dans le domaine de la bâtiment, les forces dynamiques réelles qui se manifestent sont substituées par un ensemble de forces statiques fictives dont les conséquences sont jugées comparables à celles produites par l'action sismique.

3. Modélisation :

Dans chaque direction de calcul, le modèle appliqué pour le construction est un modèle plan avec des masses concentrées au centre de gravité des étages, et un unique degré de liberté en translation horizontale par étage.

Dans le calcul de la force sismique totale, on ne prend en compte que le mode vibratoire essentiel de la bâtiment..

4. Calcul de la force sismique totale :

Le mesure de la force sismique globale imposée à la fondation de la bâtiment doit être effectué successivement dans deux orientations horizontales orthogonales en suivant la formule (article 4.2.3 du RPA99/V2003) :

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

A : Coefficient d'accélération de zone,

D'après le tableau 4.1, l'évaluation se fait en fonction de la zone sismique et du type d'utilisation du bâtiment.

Zone 1 + Utilisation du groupe 2 $\Rightarrow A=0,10$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, dépend de la catégorie du site, du facteur d'amortissement et de la période T. (art4.2.3, formule 4.2 du RPA99/V2003).

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

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site (art 4.3.3, tab 4.7 du RPA99/V2003).

Site 3 $\Rightarrow T_2 = 0.50$ s

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (art 4.2.3, tab 4.2 du RPA99/V2003). Quand $\xi=5\%$ on a $\eta=1$)

Portiques - béton armé : $\xi=7$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 \geq 0.7$$

T : Période fondamentale de la structure (art4.2.4, du RPA99/V2003).

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur déterminée de la base de la structure jusqu'au niveau supérieur.

$h_N = 18.36$ m

C_T : coefficient fonction du système de contreventement du genre de remplissage est fourni par (tab 4.6 du RPA99/V2003)

$C_T = 0.05$ (cas n°4 : contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé)

$$T = 0.05 \times 18.36^{3/4} = 0.443 \text{ s}$$

Dans ce cas on peut également utiliser aussi la formule : **$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$**

Sens (x-x)	Sens (y-y)
$D_x = 27.30 \text{ m}$	$D_y = 20.60 \text{ m}$
$T_x = 0.09 h_N / \sqrt{27.30}$	$T_y = 0.09 h_N / \sqrt{20.60}$
$T_x = 0.316 \text{ s}$	$T_y = 0.366 \text{ s}$

Pour les 2 sens on a : $0 \leq T \leq T_2$

Donc : $D_x = 2.5\eta = 2.205 \text{ m}$

$$D_y = 2.5\eta = 2.205 \text{ m}$$

Q : Facteur de qualité, il est en fonction de :

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

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité "q" est satisfait ou non. (Tab 4.4 du RPA99/V2003).

Les critères de qualité q:

Tableau 5.1: Valeurs des pénalités Pq .

Critère (q)	Observé	$Pq /x-x$	Observé	$Pq /y-y$
1- C ^{dt} min sur les files de contreventements	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
3- Régularité en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
4- Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0.10	Non	0.10

Donc : $Q_x = Q_y = 1.20$

R : Coefficient de comportement de la construction, sa valeur est liée au système de contreventement (Tableau 4.3 du RPA99/V2003).

⇒ $R=3.5$ (béton armé – voiles porteurs)

❖ **Poids total de la structure.**

W est égal à l'addition des poids W_i estimés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation ⇒ $\beta = 0.20$

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.20W_{Qi}$

Donc : $W = \sum w_i = 22737.91 \text{ KN}$

$$V_x = \frac{0.10 \times 2.205 \times 1.20}{3.5} \times 22737.91 = 1718.986 \text{ KN}$$

$$V_x = 1718.986 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.10 \times 2.205 \times 1.20}{3.5} \times 22737.91 = 1718.986 \text{ KN}$$

$$V_y = 1718.986 \text{ KN}$$

5.2.2 Méthode dynamique modale spectrale (MMS) :

1. Domaine d'application :

C'est la technique la plus couramment employée pour le calcul des bâtiments en raison de sa simplicité, qui correspond bien aux capacités de calcul des ingénieurs. Elle est acceptable dans toutes les situations, notamment lorsque la « méthode statique équivalente » ne peut pas être mise en œuvre (RPA 99/version 2003 art.4.1.2).

2. Principe :

Cette technique vise à déterminer pour chaque type de mode de vibration l'intensité maximale des effets provoqués dans la structure par les forces sismiques, qui sont symbolisées par un spectre de réponse déterminé. On combine ensuite ces effets afin de déterminer la réponse de la construction.

3. Modélisation :

Le RPA suggère trois modélisations pour le évaluation sismique d'après la méthode spectrale :

- Structures régulières avec des planchers rigides : le modèle de évaluation dans chaque direction est basé sur « la console à masses concentrées aux centres de gravité des planchers » avec un unique degré de liberté (DDL) en translation horizontale pour chaque direction.
- Structures irréguliers équipés de planchers rigides et susceptibles à la torsion : modèle de calcul tridimensionnel intégrant des masses centrées au centre de gravité des planchers, utilisant 3DDL (1 rotation + 2 déplacements).
- Modèle tridimensionnel incluant plusieurs (DDL) par étage, applicable aux structures régulières ou non dotées de planchers flexibles.

Voici comment se déroule la modélisation des composants structuraux :

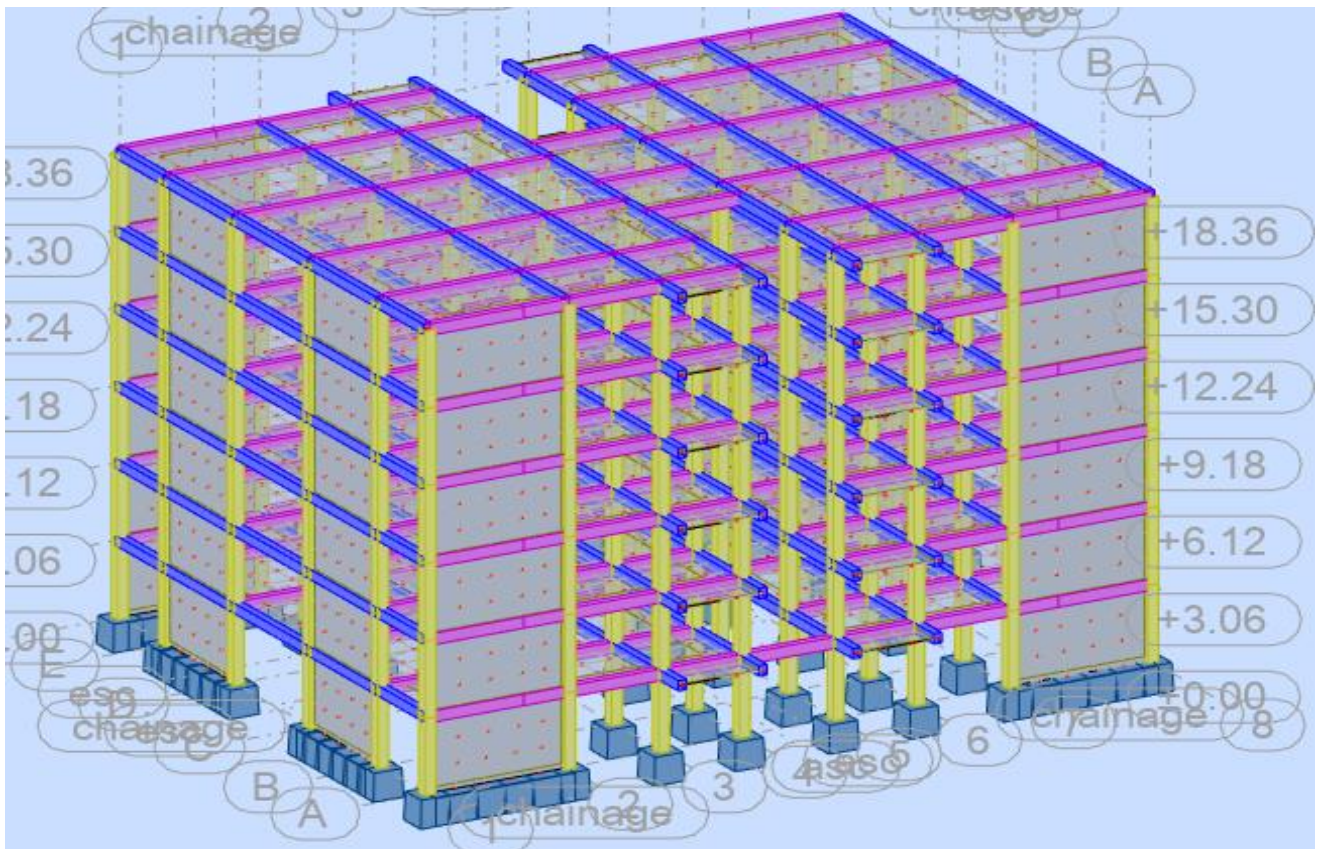


Figure 5.1 : Vue structure 3D

Après l'examen de la structure initiale, diverses alternatives ont été évaluées afin d'obtenir une configuration avec un système de contreventement optimal.

Nous allons exposer une (02) proposition dans ce qui suit.

Nous suggérons une nouvelle configuration des voiles pour optimiser la performance de la structure, notamment en ce qui concerne la torsion.

Voici comment se présente le système de contreventement :

- 04 voiles transversaux (sens-y) de 20 cm.
- 04 voiles longitudinaux (sens-x) de 20 cm.

4. Spectres de réponse :

Les spectres de réponse sont des courbes préétablis fournissant les réponses maximales des oscillateurs simples de périodes T et de même coefficient d'amortissement. Les spectres de réponse peuvent être des spectres de déplacement, de vitesses ou des spectres d'accélération.

Le spectre de calcul du RPA est un spectre d'accélération (S_a/g), il est défini par 4 fonction relatives à 4 intervalles (art 4.3.3, formule 4.13 du RPA99/V2003) :

$$\left(\frac{S_a}{g}\right) = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 < T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 < T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases}$$

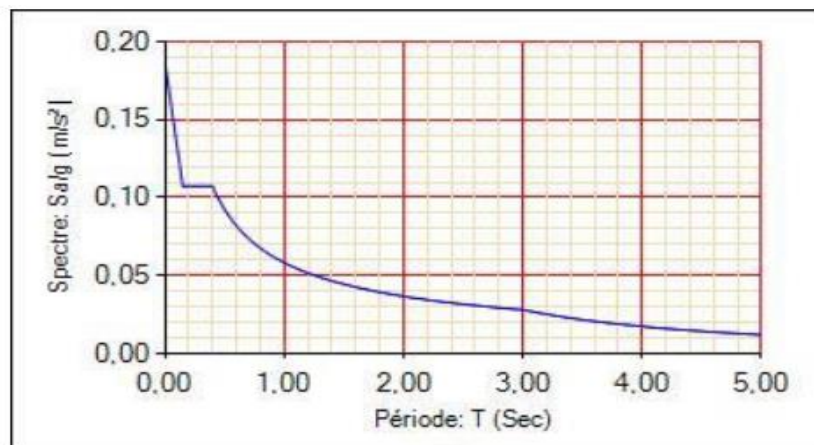


Figure 5.2 : Spectre de réponse

Avec :

T : Période de vibration du mode considéré.

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

η : Facteur de correction d'amortissement.

A : Coefficient d'accélération de zone.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement de la structure

$T_1 = 0.15s$ (Tableau 4.7 RPA99/version2003)

$T_2 = 0.50s$

Périodes et coefficients de participation modaux :**Tableau 5.2 : Périodes de participation modaux.**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	3.12	0.32	0.00	72.91	0.00	72.91	2273791.36	2273791.36
3/ 2	3.59	0.28	73.15	72.91	73.15	0.00	2273791.36	2273791.36
3/ 3	4.96	0.20	73.15	72.91	0.00	0.00	2273791.36	2273791.36
3/ 4	13.32	0.08	73.15	91.82	0.00	18.91	2273791.36	2273791.36
3/ 5	15.07	0.07	92.24	91.82	19.09	0.00	2273791.36	2273791.36
3/ 6	21.97	0.05	92.24	91.82	0.00	0.00	2273791.36	2273791.36
3/ 7	28.86	0.03	92.24	96.82	0.00	5.00	2273791.36	2273791.36
3/ 8	32.04	0.03	97.01	96.82	4.77	0.00	2273791.36	2273791.36
3/ 9	44.09	0.02	97.01	98.64	0.00	1.82	2273791.36	2273791.36
3/ 10	47.36	0.02	97.01	98.64	0.01	0.00	2273791.36	2273791.36
3/ 11	47.46	0.02	98.34	98.64	1.32	0.00	2273791.36	2273791.36
3/ 12	47.84	0.02	98.37	98.64	0.03	0.00	2273791.36	2273791.36

Interprétation :

Le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

Le 1er mode est un mode de translation selon l'axe Y de 72.91 %

Le 2ème mode est un mode de translation selon l'axe X de 73.15 %

Le 3ème mode est un mode de torsion pure

• **Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :**

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

Directions xx : Masse cumulée = 98.37 %

Direction yy : Masse cumulée = 98.64 %

la masse cumulée au dernier mode a dépassé les 90% suivant les deux directions X et Y

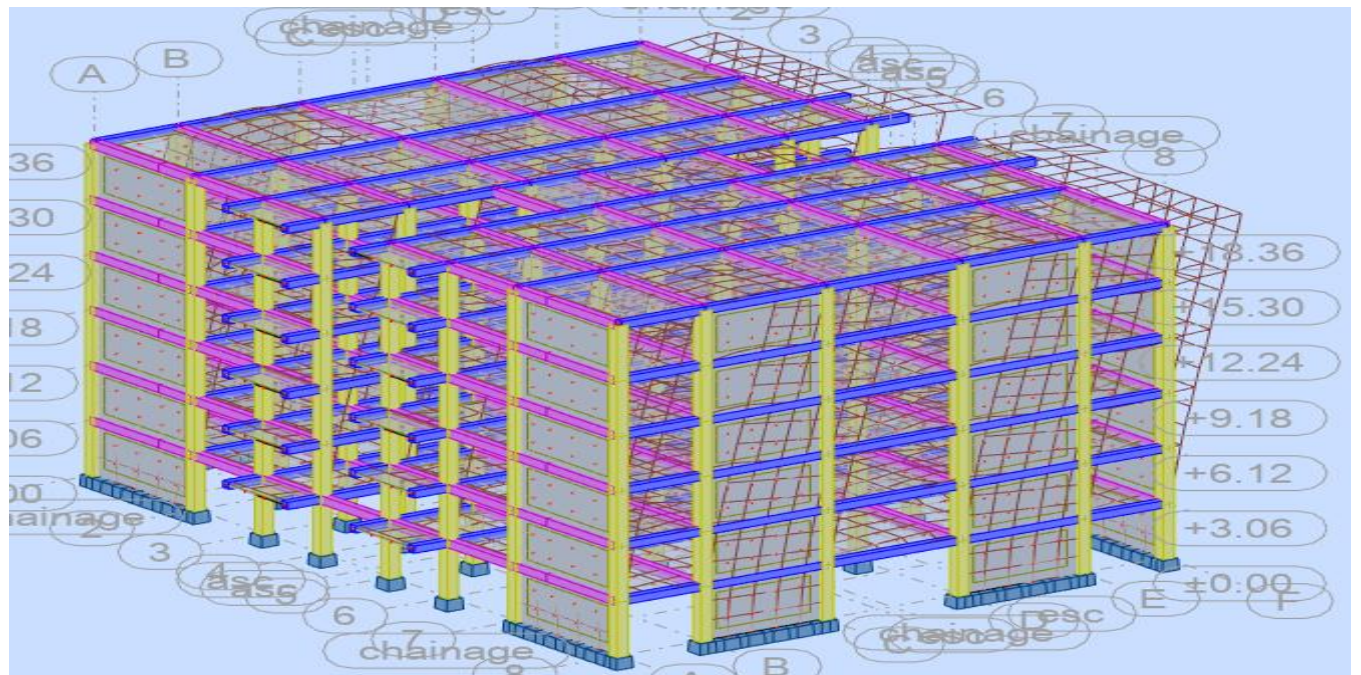


Figure 5.3 : Mode 1 Translation Y-Y

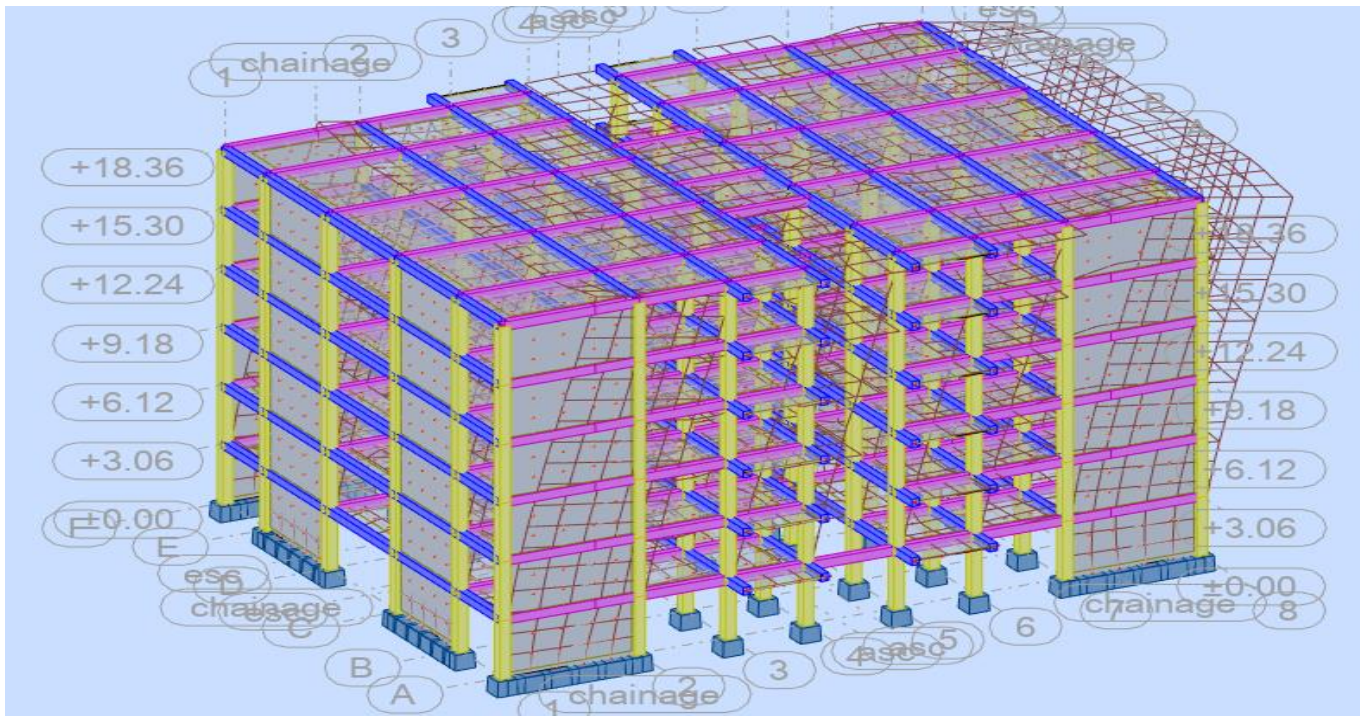


Figure 5.4 : Mode 2 Translation X-X

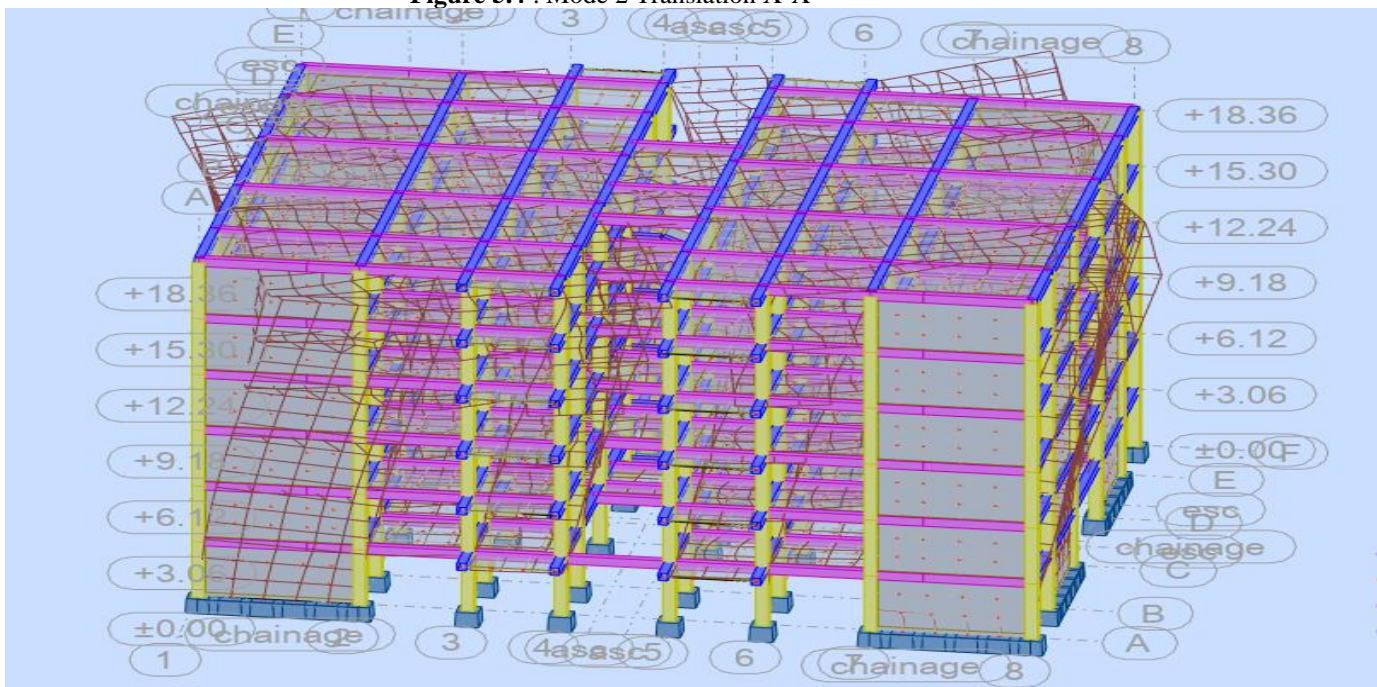


Figure 5.5 : Mode 3 rotation Z-Z torsion

Conclusion :

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

5. L'effort tranchant de niveau pour l'étage :

Les résultats sont donnés dans les tableau pour les deux directions principales.

Tableau 5.3: Efforts tranchants à chaque niveau.

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Niveau	FX [kN]	FY [kN]
RDC	3665.25	3660.41
1	3585.69	3581.31
2	3326.37	3321.68
3	2869.09	2865.94
4	2184.12	2185.18
5	1256.93	1260.92

- **Évaluation de la somme des forces sismiques en comparaison avec la méthode équivalente statique.**

- **Résultante des forces sismiques à la base V_t :**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

Soit : $V_t > 0.8 V$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- Effort tranchants sismique dans le sens X, $V_t = 3665.25$ KN
- Effort tranchants sismique dans le sens Y, $V_t = 3660.41$ KN

Comparaison des deux méthodes :

Tableau 5.4 : Vérification de la résultante sismique

	E_x (KN)	E_y (KN)	$0.8 \times V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
$0.8 \times V_{\text{statique}}$	1375.188	1375.188	<u>Condition vérifiée</u>
$V_{\text{dynamique}}$	3665.25	3660.41	<u>Condition vérifiée</u>

6. Calcul des déplacements :

D'après l'article 5-10 de la Version 2003 de RPA99, les mouvements latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas excéder 1% de la hauteur de l'étage, sauf si l'on peut démontrer qu'un déplacement relatif plus important est acceptable.

À chaque niveau « k » de la structure, le mouvement horizontal est déterminé de la manière suivante (Selon RPA99 Version 2003 art 4-4-3) : $\delta_k = R \times \delta e_k$

{ δe_k } : Déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta_{k-1}$$

Ce dernier est limité : $\Delta k < \overline{\Delta k} = 1\% h_{\text{etage}}$

Sens x-x:**Tableau 5.5 :** Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x)

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
6/ 1	0.044	0.044
6/ 2	0.127	0.083
6/ 3	0.234	0.107
6/ 4	0.354	0.120
6/ 5	0.476	0.122
6/ 6	0.594	0.118

Sens y-y:**Tableau 5.6 :** Déplacements relatifs inter étage pour la direction (y-y)

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
7/ 1	0.056	0.056
7/ 2	0.165	0.110
7/ 3	0.308	0.143
7/ 4	0.466	0.159
7/ 5	0.629	0.162
7/ 6	0.785	0.156

➤ **Vérification des déplacements:****Tableau 5.7 :** Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales ➤

Niveau	$\Delta_k x$ (cm)	$\Delta_k y$ (cm)	H étage (m)	$\overline{\Delta k}$ (cm)	observation
RDC	0.044	0.056	3.06	3.06	vérifiée
1	0.083	0.110	3.06	3.06	vérifiée
2	0.107	0.143	3.06	3.06	vérifiée
3	0.120	0.159	3.06	3.06	vérifiée
4	0.122	0.162	3.06	3.06	vérifiée
5	0.118	0.156	3.06	3.06	vérifiée

Conclusion :

La condition : $\Delta_k \leq 1\% \cdot h_e$ est vérifiée à tous les niveaux et dans les deux sens.

➤ **Vérification au renversement :**

La vérification du renversement de la structure s'effectue à travers l'application de la formule suivante :

$$M_{stabilisant} > 1.5 * M_{renversement}$$

Avec :

$M_{stabilisant}$: le moment stabilisant de la structure qui est égale a : $W * (Xg \text{ ou } Yg)$

Calcul du moment stabilisant :

Poids de la structure	Coordonnées du centre de gravité		Moment stabilisant	
W (KN)	Xg (m)	Yg (m)	M _{stab-x} (KN)	M _{stab-y} (KN)
22 737.91	13.65	10.30	310372.472	234200.473

Calcul du moment de renversement :

$$M_{Renversement} : \text{le moment de renversement de la structure} = \sum F_k * H_k$$

F_k : la force sismique associée au niveau K

H_k : est la hauteur de l'étage K à partir de la base de la structure

Etage	Niveau (m)	V-x (KN)	F-x (KN)	V-y (KN)	F-y (KN)	Mren-x (KN.m)	Mren-y (KN.m)
RDC	3.06	3665.25	79.56	3660.41	79.09	243.453	242.046
1	6.12	3585.69	259.32	3581.31	259.63	1587.038	1588.935
2	9.18	3326.37	457.28	3321.68	455.74	4197.830	4183.693
3	12.24	2869.09	684.97	2865.94	680.76	8384.032	8332.502
4	15.3	2184.12	927.19	2185.18	924.26	14186.007	14141.178
5	18.36	1256.93	1256.93	1260.92	1260.92	23077.234	23150.491

Tableau recapitulatif :**Tableau 5.8** : Vérification au renversement

Mren-x [KN.m]	Mstab-x [KN.m]	Mstab > 1,50 * Mren
51 675.60	310372.472	Condition vérifiée
Mren-y [KN.m]	Mstab-y [KN.m]	Mstab > 1,50 * Mren
51 638.85	234200.473	Condition vérifiée

Évaluation par rapport à l'effet P-Δ : (Article 5.9 RPA99/V2003)

Dans le contexte des bâtiments, on peut négliger les effets du second ordre (ou effet P-Δ) si la condition suivante est respectée à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Si : $\theta_k < 0,10$, les effets de 2eme ordre sont négligés.

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau "k"

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" $V_k = \sum F_i$

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

h_k : Hauteur de l'étage k.

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

❖ Sens x-x:

Tableau 5.9 : Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal

Niveau	P _k (kN)	Δ _k x (cm)	V _{kx} (kN)	h _k (cm)	θ _{kx}	observation
RDC	22737.91	0.044	3665.25	306	0.00089	<u>vérifié</u>
1	19532.63	0.083	3585.69	306	0.00147	<u>vérifié</u>
2	15704.12	0.107	3326.37	306	0.00165	<u>vérifié</u>
3	11873.01	0.120	2869.09	306	0.00162	<u>vérifié</u>
4	7998.45	0.122	2184.12	306	0.00146	<u>vérifié</u>
5	4117.89	0.118	1256.93	306	0.00126	<u>vérifié</u>

❖ Sens y-y :

Tableau 5.10: Vérification de l'effet P-Delta sens transversal ❖

Niveau	P _k (KN)	Δ _k y (cm)	V _{ky} (KN)	h _k (cm)	θ _{kx}	observation
RDC	22737.91	0.056	3660.41	306	0.00113	<u>vérifié</u>
1	19532.63	0.110	3581.31	306	0.00196	<u>vérifié</u>
2	15704.12	0.143	3321.68	306	0.0022	<u>vérifié</u>
3	11873.01	0.159	2865.94	306	0.00215	<u>vérifié</u>
4	7998.45	0.162	2185.18	306	0.00193	<u>vérifié</u>
5	4117.89	0.156	1260.92	306	0.00166	<u>vérifié</u>

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à 0.1

Donc : l'effet P- Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

Concernant l'analyse sismique, il est possible d'affirmer que le bâtiment respecte les normes actuelles, notamment en termes de ductilité et de stabilité dynamique. À cet effet, elle a été conçue et calculée de manière à supporter et résister aux charges, ainsi qu'aux efforts amplifiés dus à un éventuel séisme majeur.

CHAPITRE 6: Ferrailage des éléments résistants

6.1 Introduction:

À présent, en tenant compte des contraintes auxquelles les divers composants structuraux de notre structure sont exposés, nous pouvons commencer à la mise en ferrailage de ces éléments.

Le ferrailage des éléments porteurs sera exécuté conformément au règlement BAEL.91 et aux normes parasismiques actuellement en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003).

Les buts du ferrailage consistent à définir les sections d'aciers indispensables pour répondre aux paramètres de résistance et de ductilité. Et la constance des composants structuraux de notre projet.

Notre projet est principalement constitué de trois composantes structurelles, à comprendre :

- ❖ Les poutres.
- ❖ Les poteaux.
- ❖ Les voiles.

6.2. Ferrailage des poteaux:

Les poteaux, qui sont des composants structurels transmettant les efforts des poutres vers les fondations, subissent une sollicitation normale « N » ainsi qu'un moment de flexion « M » dans les directions longitudinale et transversale. Ainsi, ils sont évalués en flexion composée.

Le calcul des armatures se fera sous l'état limite ultime « ELU » en tenant compte des sollicitations les plus défavorables et dans les conditions suivantes :

Tableau (6.1) : caractéristiques des matériaux

Coefficients	γ_b	γ_s	$f_{c28}(MPa)$	$f_e(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
SDT	1,5	1,15	25	400	14,17	347,83
SA	1,15	1				400

6.2.1 Combinaison des charges :

Selon la nature de sollicitation, on identifie les combinaisons distinctes suivantes :

$$\begin{array}{l} \text{E L U } 1,35 \text{ G} + 1,5 \text{ Q} \\ \text{E L S } \text{G} + \text{Q} \end{array}$$

6.2.2. Ferrailage longitudinal :

Conformément à l'article 7.4.2.1 du RPA99 (version 2003), Les armatures longitudinales doivent avoir une forte adhérence. droites et dépourvues de crochets

Le pourcentage minimum qu'ils devront atteindre sera de 0,7% b.h (zone I). Leur proportion maximale sera de 3% en zone courante et de 6% dans la zone de recouvrement. Le diamètre minimal est : $\varphi_{min}=12 \text{ mm}$. La longueur minimale de chevauchement doit être de 50 φ (zone I). L'écart entre les barres verticales sur la surface du pilier ne doit pas excéder 20 cm (zone I).

6.2.2.1 Compression centrée :

Dans le cas de la compression centrée, le calcul s'arrête à l'ELU. Le raccourcissement du béton sous compression centrée est limité à 2% (pivot C) \Rightarrow Le ferrailage ne sera réalisé que en fonction du couple $(N_{max}; M_{corr})$ acquis par la combinaison :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

le calcul sera réalisé en utilisant une compression centrée.

1. Vérification au flambement :

Si $\lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} < 50 \Rightarrow$ pas de flambement

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

2. Section réduit de béton :

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

3. Section d'armature :

$$A_s = \frac{1}{f_e / \gamma_s} \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right]$$

4. Armatures minimales (CBA93) :

$$A_{min} = \max \left(4U, \frac{B}{1000} \right)$$

$B = b_0 \cdot h$ (en centimètre).

$U = (b_0 + h) \cdot 2$ (en mètre).

5. Ferrailage minimal selon RPA :

$A_{RPA} = 0,7\% \cdot b \cdot h$

6. Ferrailage max selon RPA :

$A_{RPA} = 3\% \cdot b \cdot h$ en zone courante

$A_{RPA} = 6\% \cdot b \cdot h$ en zone recouvrement

7. Ferrailage adopté :

$$A_{adopté} = \max (A_s; A_{RPA}; A_{min})$$

❖ **Caractéristiques des matériaux :**

Béton : $F_{c28} = 25.00 \text{ MPa}$

Acier : FeE 400 MPa

❖ **Dimension de la section**

$b = 40.00 \text{ cm}$

$h = 40.00 \text{ cm}$

❖ **Combinaison de calcul**

- États limites ultimes : $1.35G + 1.5Q$
- États limites accidentels : $G + Q \pm E ; 0.8G \pm E$

☒ **Sollicitation de calcul**

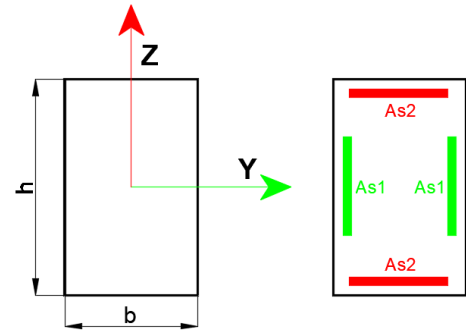


Tableau 6.2 : Sollicitation de calcul

Combinaisons	POTEAUX 40x40		
	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU (Nmax ; Mycorr ; Mzcorr)	1177.22	6.56	-2.31
ACC1 (Mymax ; Ncorr ; Mzcorr)	77.78	44.93	17.31
ACC2 (Mzmax ; Ncorr ; Mycorr)	106.10	13.28	27.72
ACC3 (Nmin ; Mycorr ; Mzcorr)	0.30	7.69	15.47

❖ **Vérification de l'effort normal réduit**

RPA99 v.2003 Article 7.4.3.1

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c * F_{c28}} \leq 0.3$$

v , l'effort normal réduit.

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section.

B_c : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton.

Tableau 6.3 : Vérification de l'effort normal réduit

Nd (KN)	853.16
Bc (cm²)	1600.00
Fc28 (MPa)	25.00
v	0.21
Condition	Condition vérifiée

❖ **Vérification des sollicitations tangentes**

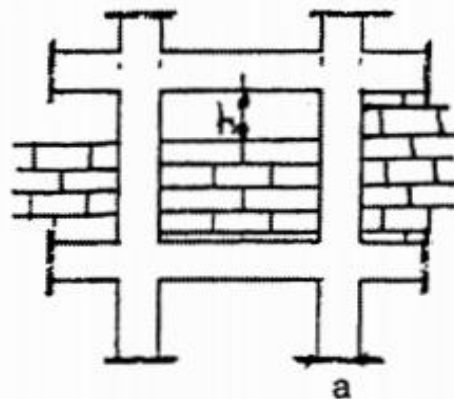
7.4.3.2. Sollicitations tangentes

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

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28} \quad (7.3)$$

où ρ_d est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire

Dans le cas de remplissage en maçonnerie ne régnant pas sur toute la hauteur d'un poteau (présence d'ouvertures en vasistas par exemple), la hauteur de calcul de l'élançement géométrique sera celle de l'ouverture.



$$\lambda_g = h/a$$

Résultat du calcul

Tableau 6.4 : Vérification des sollicitations tangentes

Sens Y-Y		Sens Z-Z	
λ_g	5.35	λ_g	5.35
ρ_d	0.075	ρ_d	0.075
τ_{bu} (MPa)	1.88	τ_{bu} (MPa)	1.88
T_y (KN)	40.59	T_z (KN)	28.68
$\tau = T_y / (b * 0.9 * h)$ (MPa)	0.28	$\tau = T_z / (h * 0.9 * b)$ (MPa)	0.20
Condition	Condition vérifiée	Condition	Condition vérifiée

❖ Calcul des armatures longitudinales en flexion composée

➤ Résultats de calcul des armatures longitudinales :

$$As1 = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$As2 = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$As\text{-totale} = 6.49 \text{ cm}^2$$

➤ Armature minimale RPA99 v.2003 Article 7.4.2.1 :

Zone sismique : I

$$As\text{-min} (\%) : 0.70$$

$$As\text{-min} (\text{cm}^2) : 11.20$$

➤ Choix des armatures

4 HA 14 + 4 HA 14

As choix = 12.31 cm²

❖ **Calcul des armatures transversales**

RPA99 v.2003 Article 7.4.2.2

Les armatures transversales des poteaux sont déterminées à l'aide de la relation suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho * V_u}{h_1 * F_e}$$

Tableau 6.5 : Calcul des armatures transversales

Sens	Sens Y-Y	Sens Z-Z
Armature transversale ϕ (mm)	8.00	
Nombre de cadre	40.00	
At (cm ²)	40.19	
Fe (MPa)	400	
ρ	0.075	0.075
Vu (KN)	40.59	28.68
Espacement max- RPA (cm)	Zone courante	21.00
	Zone nodale	14.00
Espacement choisis (cm)	Zone courante	15.00
	Zone nodale	10.00

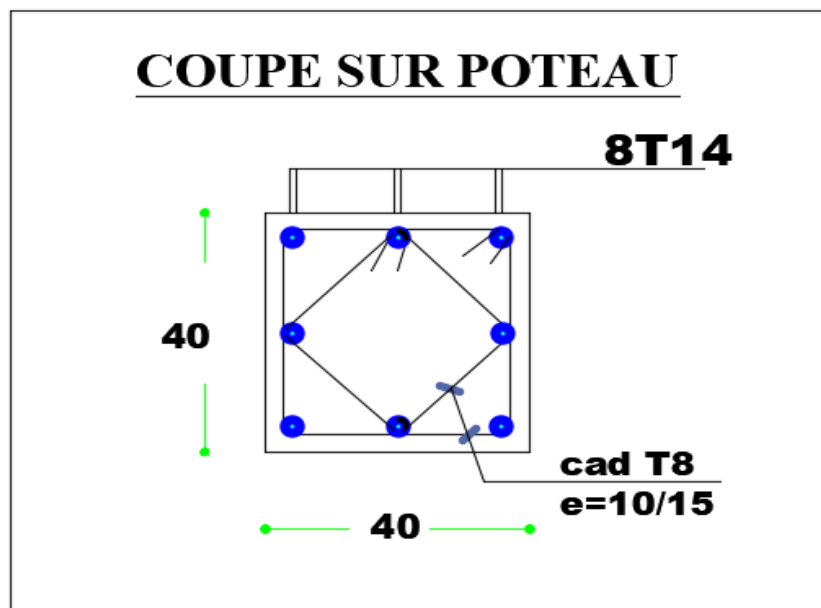


Figure 6.1. : Ferrailage des poteaux

6.3. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des composantes qui ne sont pas soumises aux conditions météorologiques et qui subissent à la fois un moment de flexion et un effort de cisaillement. Ainsi, le calcul sera réalisé en flexion simple en considérant une fissuration peu préjudiciable (FPP). C'est parce que les éléments se

trouvent à l'intérieur du bâtiment (environnement non hostile). La mise en ferrailage des poutres se fera conformément au règlement CBA93, tout en suivant les directives du RPA99 version 2003.

6.3.1. Ferrailage longitudinal :

a) Selon CBA 93 :

Condition non fragilité $A_{CNF} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

b) Selon RPA 99ver2003 (Art.7.5.2.1) :

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

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est : $\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$

La longueur minimale de recouvrement est de : $50\varnothing$ en zone I

L'organigramme ci-dessous illustre le estimation d'une section rectangulaire ($b \cdot h$) soumis à une flexion simple :

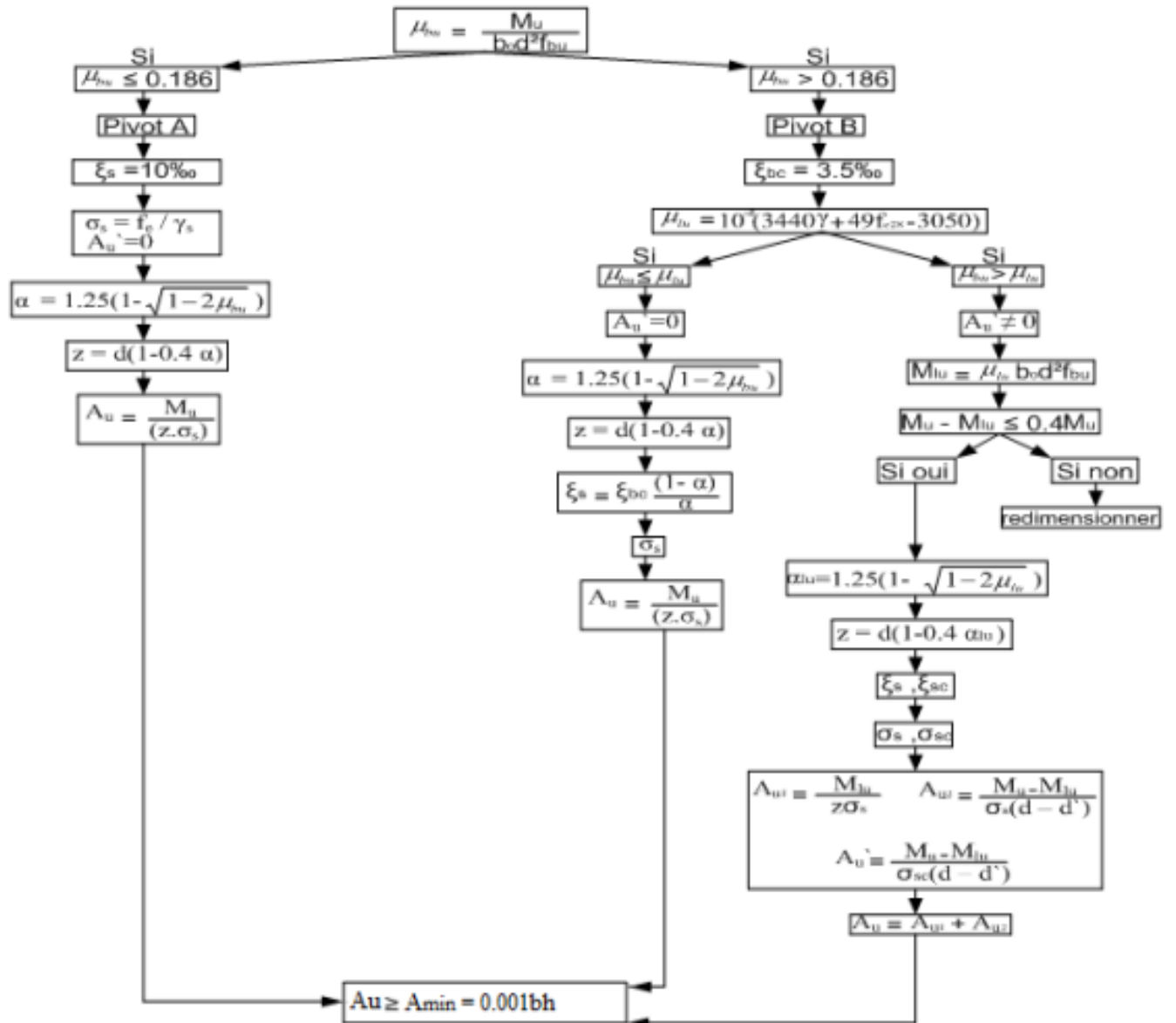


Figure 6.2 : Organigramme de calcul (en flexion simple).

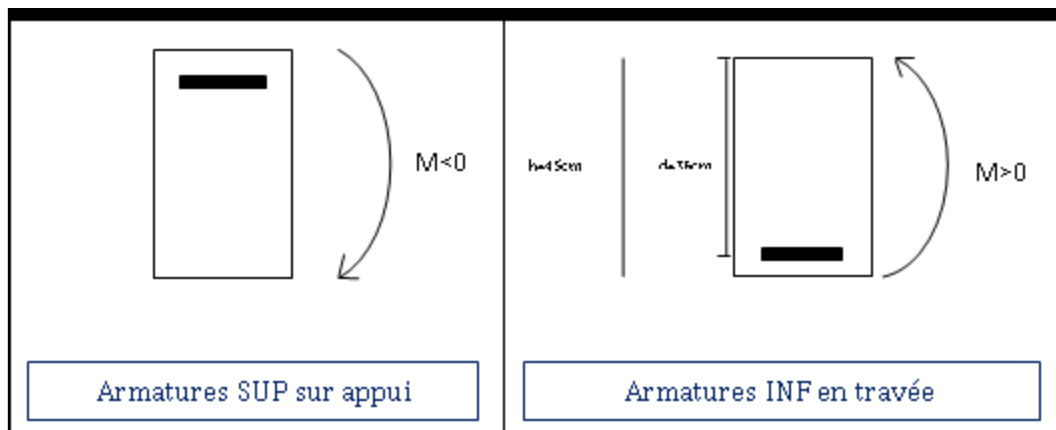


Figure 6.3 : Les armatures sur en travée. et appuis

Les résultats obtenus grâce au logiciel Robot Structural Analysis 2024 sont les suivants :

❖ Poutre Principale

Données :

$$h = 0.45\text{m}; \quad d = 0.405\text{m}; \quad b_0 = 0.30\text{m};$$

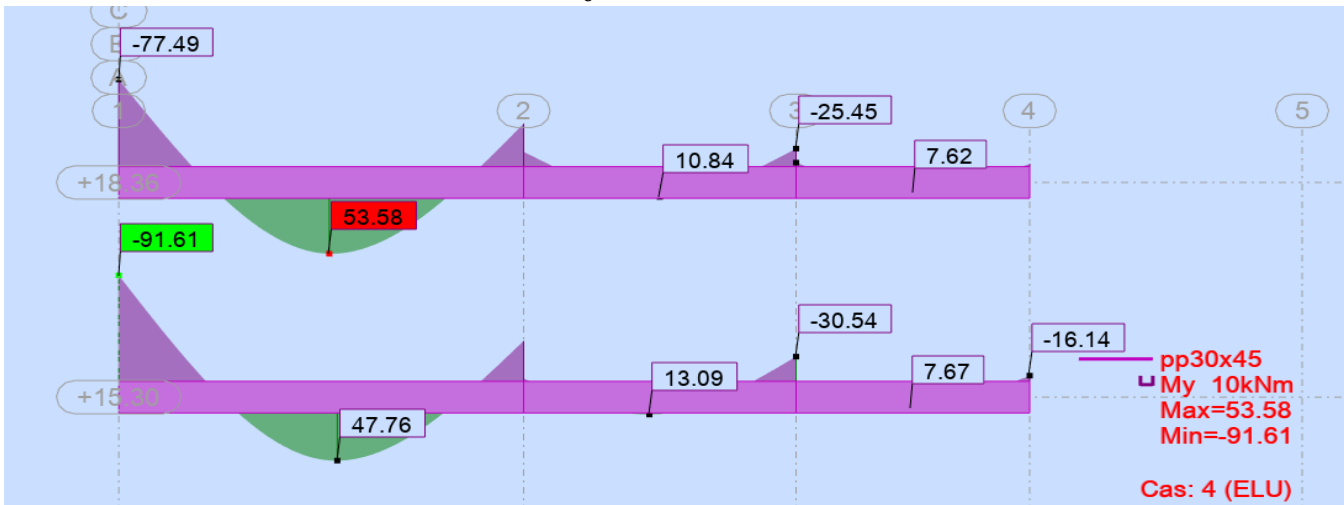


Figure 6.4 : Les moments fléchissant en (KN.m) à l'ELU

❖ Armatures supérieures sur appuis :

$$M_{\text{appuis}} = -91.61\text{kN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}}} = \frac{91.61 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0.405^2 \times 14.17} = 0,131 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{donc } A's = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{\text{bu}}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,131}) = 0.176$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.405 \times (1 - 0.4 \times 0.176) = 376.44 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{91.61 \times 10^{-3}}{0,376 \times 347.83} = 7.00\text{cm}^2$$

❖ Armatures inférieurs en travée :

$$M_{\text{travée}} = 53.58\text{kN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}}} = \frac{53.58 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0.405^2 \times 14,17} = 0,077 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{donc } A's = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{\text{bu}}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,077}) = 0.100$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.405 \times (1 - 0.4 \times 0.100) = 388.8 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{53.58 \times 10^{-3}}{0,388 \times 347.83} = 3.97\text{cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{CNF}} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,405 \times \frac{2,1}{400} = 1,46 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage maximum (selon RPA) :**

$$0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 0,30 \times 0,45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimum (selon RPA) :**

$$\text{En zone courante : } 0,4\% \times b \times h = 0,4\% \times 0,3 \times 0,45 = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone recouvrement : } 0,6\% \times b \times h = 0,6\% \times 0,3 \times 0,45 = 8,1 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferrailage adopté :**

En appuis : $A_{\text{adop}} = \max(A_u; A_{\text{cnf}}; A_{\text{Rpa}}) = \max(7,00; 1,45; 6,75) = 7,00 \text{ cm}^2$ On adopte 3T14+3T14

En travée : $A_{\text{adop}} = \max(A_u; A_{\text{cnf}}; A_{\text{Rpa}}) = \max(3,97; 1,45; 6,75) = 6,75 \text{ cm}^2$ On adopte 3T14+2T14

❖ **Poutre Secondaire****Données :**

$$h = 0,40\text{m}; \quad d = 0,36\text{m}; \quad b_0 = 0,30\text{m};$$

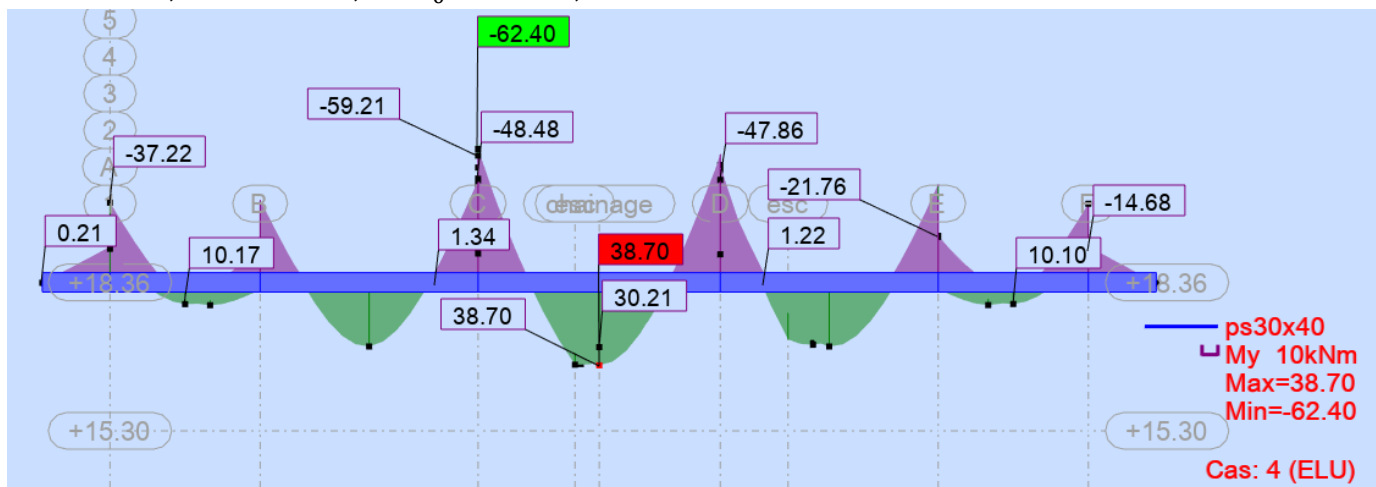


Figure 6.5 : Les moments fléchissant en (KN.m) à l'ELU

❖ **Armatures supérieures sur appuis :**

$$M_{\text{appuis}} = -62,40 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}}} = \frac{62,40 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,113 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{donc } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{\text{bu}}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,113}) = 0,150$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,150) = 338,4 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{62.40 \times 10^{-3}}{0,338 \times 347.83} = 5.30 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures inférieurs en travée :**

$$M_{\text{travée}} = 38.70 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{38.70 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0.36^2 \times 14,17} = 0,070 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{donc } A's = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,070}) = 0.091$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.36 \times (1 - 0.4 \times 0.091) = 346.86 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{38.70 \times 10^{-3}}{0,347 \times 347.83} = 3.20 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{CNF}} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage maximum (selon RPA) :**

$$0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 0,3 \times 0,40 = 6.00 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimum (selon RPA) :**

$$\text{En zone courante : } 0,4\% \times b \times h = 0,4\% \times 0,3 \times 0,40 = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone recouvrement : } 0,6\% \times b \times h = 0,6\% \times 0,3 \times 0,40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferrailage adopté :**

En appuis : $A_{\text{adop}} = \max(A_u; A_{\text{cnf}}; A_{\text{Rpa}}) = \max(5.30; 1,30; 6.00) = 6.00 \text{ cm}^2$ On adopte 3T12+3T12

En travée : $A_{\text{adop}} = \max(A_u; A_{\text{cnf}}; A_{\text{Rpa}}) = \max(3.20; 1,30; 6.00) = 6.00 \text{ cm}^2$ On adopte 3T12+3T12

6.3.2. Ferrailage transversal :

a) Vérification les contraintes tangentielles :

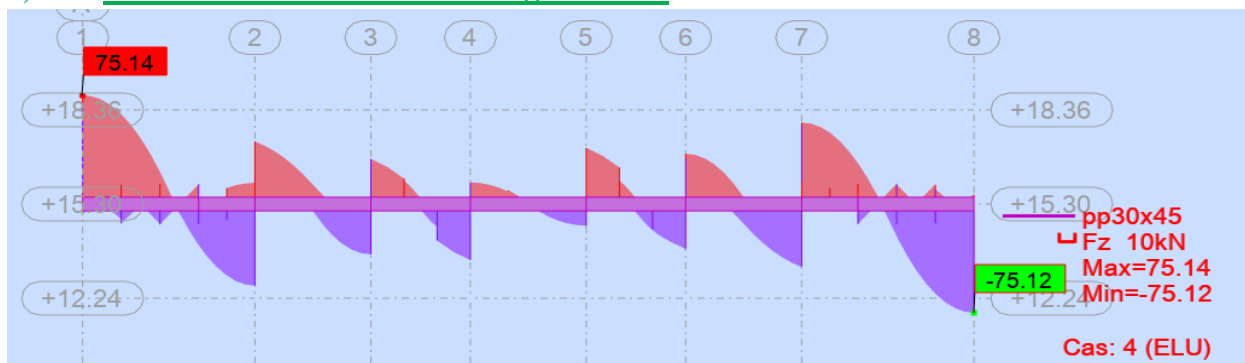


Figure 6.6 : Les effort tranchant en (KN) à l'ELU

Selon le C.B.A 93 (article A.5.1.3), la limite de tangente maximale d'une poutre, dans le cas d'armatures droites transversales, doit respecter la condition ci-après :

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{75.14 \times 10^3}{300 \times 450} = 0.556 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33 \text{ MPA}$$

b) Choix d'armatures :

La taille des barres transversales d'une poutre est déterminée par la configuration ci-après :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\emptyset_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \emptyset_t \leq \min(14\text{mm}; 12.85\text{mm}; 30\text{mm}) = 12.85 \text{ mm} \Rightarrow \emptyset_t = 8\text{mm}$$

Ce qui donne pour un cadre et un étrier de 4T8 $\Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2$

C-Détermination des espacements :

L'espacement S_t d'armatures transversales est déterminé par la plus restrictive des conditions suivantes :

c) Écartement maximal admissible:

❖ C.B.A 93 (art A.5.1.2.2.) :

L'écart entre deux séries consécutives de barres transversales doit être conforme à :

$$S_t \leq \bar{S}_t = \min(0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$$

❖ Justification vis-à-vis de l'ELU :

Selon CBA93 : L'écartement S_t doit satisfaire à la vérification suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}$$

Avec :

$K=1$ pas de reprise de bétonnage

On dispose d'un cadre et d'un étrier de 4T8 $\Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2$

$\Rightarrow S_t \leq 106,378 \text{ cm}$

❖ Selon RPA99(VERSION2003) :

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En zone nodale } S_t < \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_1; 30\right) \Rightarrow S_t < \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.4; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S_t < 11.25 \text{ cm} \\ \text{En zone courante } S_t < \frac{h}{2} \Rightarrow S_t < 22.5\text{cm} \end{array} \right.$$

On adopte pour : $\begin{cases} S_t = 10\text{cm} & \text{en zone nodale} \\ S_t = 15\text{cm} & \text{en zone courante} \end{cases}$

d) Armatures transversales :

La quantité minimale d'aciers transversales est spécifiée par

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

$$\begin{cases} S_t = 10\text{cm} & \text{en zone nodale } A_{t\min} = 1.2\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \\ S_t = 15\text{cm} & \text{en zone courante } A_{t\min} = 1,8\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \end{cases}$$

6.3.3. Croquis de ferraillage :

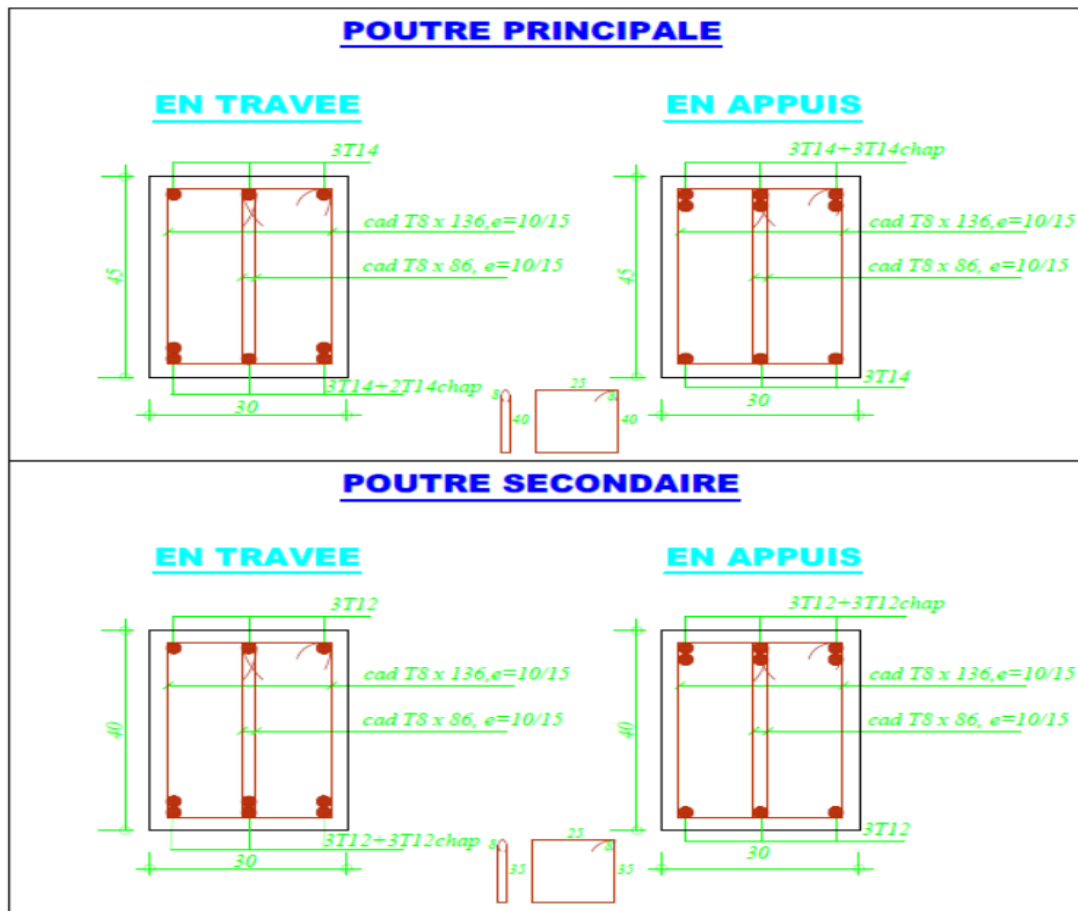


Figure 6.7. : Ferraillage des poutres

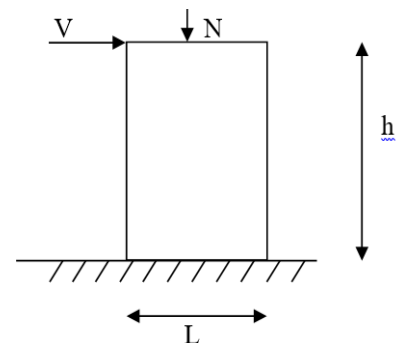
6.4. Ferraillage des voiles :

L'armature des voiles sera réalisée conformément au code BAEL91 et les contrôles seront effectués selon le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003.

6.4.1. Sollicitation :

Ils seront estimés en flexion composé et en compression centrée, nécessitant une disposition du ferraillage suivant:

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Aciers transversaux.



Le ferraillage sera effectué en cas de fissuration peu nuisible.. Il est possible que la section en flexion composée soit :

- Partiellement comprimée « SPC ».

- Entièrement comprimée « SEC ».
- Entièrement tendue « SET ».

6.4.2. Aciers verticaux :

$$e_1 = e_a + e_0$$

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_u}$$

$$e_a = \max(2\text{cm}; 1/250)$$

La vérification au flambement doit être effectuée puisque l'effort normal est un effort de compression ($N > 0$) ; $\frac{LF}{h} \leq \max(15 ; 20 e_1/h)$

e_0 : l'excentricité de l'effort normal N par rapport au centre de gravité de la section.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

L : hauteur d'étage.

Une excentricité e_2 est à calculer :

$$e_2 = \left(\frac{3 \times l_f^3}{10^4 \times h} \right) (2 + \alpha \times \theta)$$

Avec : $l_f = 0,7.L$

h : hauteur de la section considérée (longueur du voile).

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée; ce rapport est généralement pris égale à 2.

A_{sf} : sur la zone tendue de la section de hauteur ($h_t = h - \alpha.d$)

6.4.3. Aciers horizontaux :

- Le ferrailage vertical sera déposé de telle sorte qu'il reprend les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions données par le « **RPA 99/ver2003 art 7- 7-4-1** » décrites ci-dessous : L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armateurs dont le pourcentage minimal est de **0.2%** de la section horizontal du béton tendue.

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

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

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **L/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15cm**.

6.4.4. Ferrailage horizontal :

D'après l'article « **7-7-4-2 du RPA 99/version2003** », les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

La détermination des armatures horizontales est comme suit : $A_h = 0.15\% b \times h$

6.4.5. Contrainte limite de cisaillement :

Selon l'art 7.7.2 du RPA99 version 2003 et l'article A.5.1.3 du C.B.A 93 ; la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\text{CBA 93: } \tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right)$$

$$\text{RPA99 : } \tau_u = \frac{1,4 \cdot V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 \cdot f_{c28}$$

Avec ; $d = 0,9h$

6.4.6 Calcul des armatures transversales :

La détermination des armatures transversales reprenant l'effort tranchant se fait par l'inégalité suivante :

$$\text{Selon le CBA99 (art 5.1.2.3) on a : } \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3k f_{t28})}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \beta)}$$

$K=1$ (pas de reprise de bétonnage).

6.4.7 Pourcentage minimum d'armatures :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales des trumeaux est exposée par le RPA99/ ver 2003 (art 7.7.4.3) et le BAEL91 comme suit :

- Globalement dans la section du voile : $\geq 0,15\% b_0 * h$
- En zone courante : $A_c \geq 0,1\% b_0 h$
- Section totale d'armatures verticales de la zone tendue $A_t \geq 0,2\% b_0 h_t$

Avec : h_t : Hauteur de la zone tendue: $h_t = h - \alpha d$

- Condition de non fragilité : $A_{cnf} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$

6.4.8 Dispositions constructives :

Les dispositions constructives réglementaires relatives au choix et à la mise en place des armatures des voiles sont contenues dans l'article 7.7.4.1 et 7.7.4.3 du RPA99/Ver 2003 et sont données comme suit

- L'espacement "S" des barres horizontales et verticales doit être : $S \leq \min (1,5a ; 30)$
Avec: a = épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.
- Les deux nappes d'armatures verticales et horizontales doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- La longueur de recouvrement doit être égale à :
 - $40 \cdot \emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - $20 \cdot \emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

6.4.9 Compression centrée :

Voici comment se déroule le calcul en compression :

a) Vérification du flambement :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

l_f : Longueur de flambement $l_f = 0,7 L_0$

$$a = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

b) Calcul de la section d'armatures :

La formule suivante donne la répartition des armatures sur l'ensemble de la section

$$A_S = \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot x_{f_{c28}}}{0.9 \gamma_b} \right) \text{ Avec : } B_r = (h - 0,02) \cdot (e - 0,02)$$

On vérifie que : $A_{min} \leq A_s \leq A_{max}$

Tel que : $A_{max} = \frac{5 \cdot x_B}{100}$ et $A_{min} = \max\left(4u ; \frac{0.2 \cdot x_B}{100}\right)$

Avec : $U = (b_0 + d) \cdot 2(m)$

$B = b_0 \times d \quad (cm^2)$

L'organigramme ci-dessous illustre le processus de calcul (cas de flexion composée) :

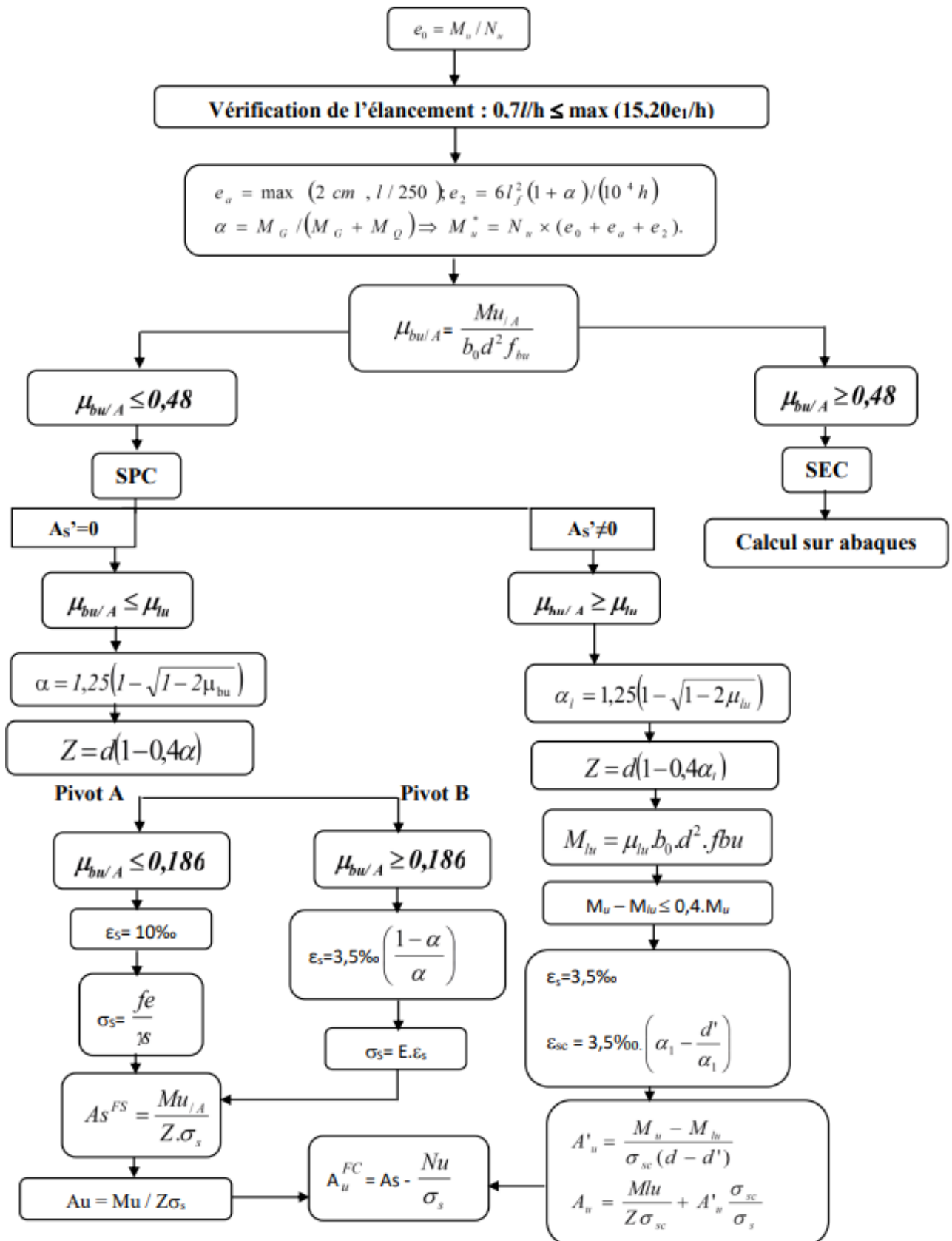


Figure 6.8. : Organigramme de calcul en flexion composée

Exemple de calcul :

Pour l'évaluation du ferrailage, nous avons segmenté le bâtiment en quatre zones :

Tableau 6-6 : Zones du ferrailage.

Zone	Niveaux
I	RDC..... 5 ^{ème} étage

Application au Voile VT1 :

Zone I :

h(m)	d (m)	d'(m)	L(m)	bo(m)
4.9	4,41	0.49	3.06	0.20

Les Résultats par Robot Structural Analysais 2024 :

Tableau 6.7. : Résultats Les effort de M et N et T

	Nom	Type	N [kN]	M [kN*m]	H [kN]
1	ELU	ELU	1282.89	-13.90	9.66
2	G+Q+VX	ACC	934.09	-10.10	7.03
3	G+Q-VX	ACC	934.09	-10.10	7.03
4	G+Q+VY	ACC	934.09	-10.10	7.03
5	G+Q-VY	ACC	934.09	-10.10	7.03
6	0.8G+VX	ACC	630.63	-6.65	4.69
7	0.8G-VX	ACC	630.63	-6.65	4.69
8	0.8G+VY	ACC	630.63	-6.65	4.69
9	0.8G-VY	ACC	630.63	-6.65	4.69

Tableau 6.8 : Ferrailages des voiles VT1

V _{L1}	Fc	Cc	Pourcentage minimum d'armatures							
N _{mim,max} (KN)	M (KN.m)	Nature	As(m ²)	N _{SdT} (KN)	A _{scal} (m ²)	A _{min} (cm ²)	A _t (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _c (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
1282.89	-13.90	SPC	-32.26	934.09	2.20	36.88	6.12	10.65	10.40	36.88

• **Aciers horizontaux :**

L'article A.5.1.2 du BAEL91 (modifié 99) limite la contrainte de cisaillement comme suit :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{9.66}{0,2 \times 4.41} = 0.109 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées}$$

La détermination des armatures horizontales reprenant l'effort tranchant doit vérifier

l'inégalité suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 k f_{t28})}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \beta)}$$

Avec :

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

K=1 (pas de reprise de bétonnage).

$$\tau_u = 0.109 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\frac{0,9f_e \times A_t}{\gamma_s(\tau_u - 0,3kf_{t28})b_0} = \frac{0,9 \times 400 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1.15(0,109 - 0,3 \times 2.1)0.2} = 1.43 \text{ cm} \geq S_t$$

- **Espacement maximal :**

L'espacement des armatures horizontales et verticales doit vérifier la condition suivante :

RPA99 (version 2003) $\Rightarrow S_t \leq \min(1.5a ; 30\text{cm}) = \min(1.5 \times 20 ; 30) = 30\text{cm}$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Tableau 6-9 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Voiles	h (m)	Vu (kN)	τ_{RPA} (MPa)	$\bar{\tau}_{RPA}$ (MPa)	τ_{BAEL} (MPa)	$\bar{\tau}_{BAEL}$ (MPa)
V _{T1}	4.90	9.66	0.93	5	0.666	3.33

6.4.10 Croquis de ferrailage :

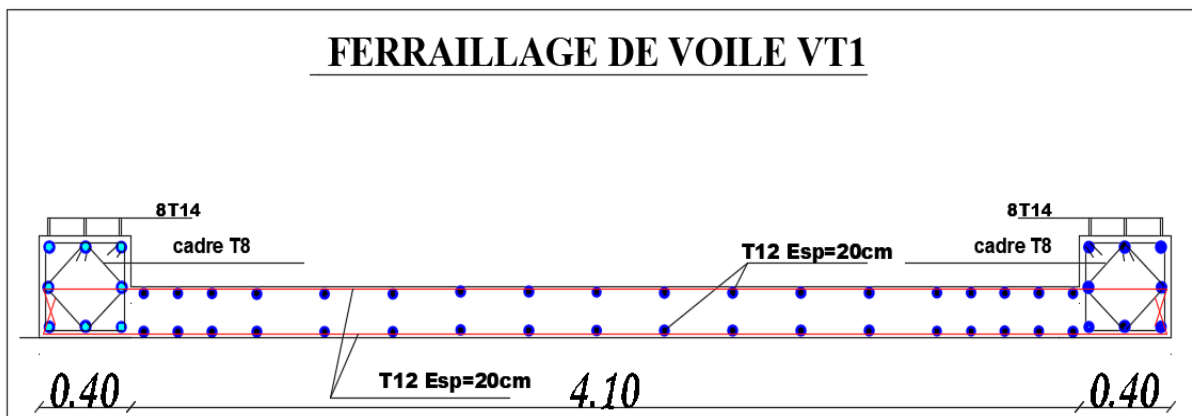


Figure 6.9 : Schéma de ferrailage de V_{T1}

CHAPITRE 7: Etude de Fondation

7.1 Introduction :

Les fondations prennent en charge les charges permanentes et les surcharges (qui varient et sont influencées par le climat) supportées par la superstructure et les transmettent à terre dans des conditions optimales pour garantir la stabilité de la structure. Sa dimensionnement exige une compréhension des propriétés du sol, en plus des contraintes sur les éléments porteurs au fondement du bâtiment.

7.2 Stabilité des fondations :

Les bases de construction doivent être stables, c'est-à-dire qu'elles ne doivent engendrer des affaissements que si ceux-ci garantissent la solidité de la structure. Des affaissements uniformes sont tolérés dans certaines limites, cependant des affaissements inégaux ne sont généralement pas compatibles avec la stabilité de l'édifice. Il est donc essentiel de modifier le genre et la configuration des fondations en fonction de la nature du sol qui portera l'édifice. L'objectif de l'analyse géologique et géotechnique est de déterminer la nature, le nombre et la taille des fondations requises pour établir une construction spécifique sur un type de sol particulier.

Les masses de fondation doivent être en équilibre face à :

-Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales, des forces horizontales, et des moments de flexion ou de torsion.

-Des sollicitations dues au sol

7.3 Choix de type de fondation :

Comme notre projet utilise une structure mixte (comprenant des voiles et des portiques) et que le taux de travail admissible au sol d'assise est fixé à 2,5 bars, il est nécessaire de prévoir à l'avance des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées

- Semelles filantes.

- Radier général.

-Les semelles isolées, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de Quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B / L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;

-Les semelles filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L / B > 10$ pour fixer les idées) ;

-Les radiers ou dallages, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux. Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50\%$) La surface de la semelle est donnée par:

$$S_{\text{total}} \geq \frac{N_{\text{total}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec $N_{\text{Total}} = N_G + N_Q = 853.16 \text{ KN}$

$\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$

$S_{\text{total}} \geq 34.126 \text{ m}^2$

Surface totale du bâtiment :

$S_{\text{bâtiment}} = 20.60 \times 27.30 = 562.38 \text{ m}^2$

$0.5 S_b = 0.5 \times 572.88 = 281.19 \text{ m}^2$

$S_s = 34.126 \text{ m}^2 < 0.5 S_b = 281.19 \text{ m}^2$

On en conclut donc que le radier général ne s'impose pas dans notre situation, étant donné que la superficie totale des semelles n'excède pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Cela nous

conduit à considérer deux sortes de semelles :

- Poteaux soutenus par des semelles isolées.
- Semelles filantes soutenant un voile.

Le schéma ci-après illustre la disposition des semelles filantes et des semelles isolées à la fondation de notre édifice.

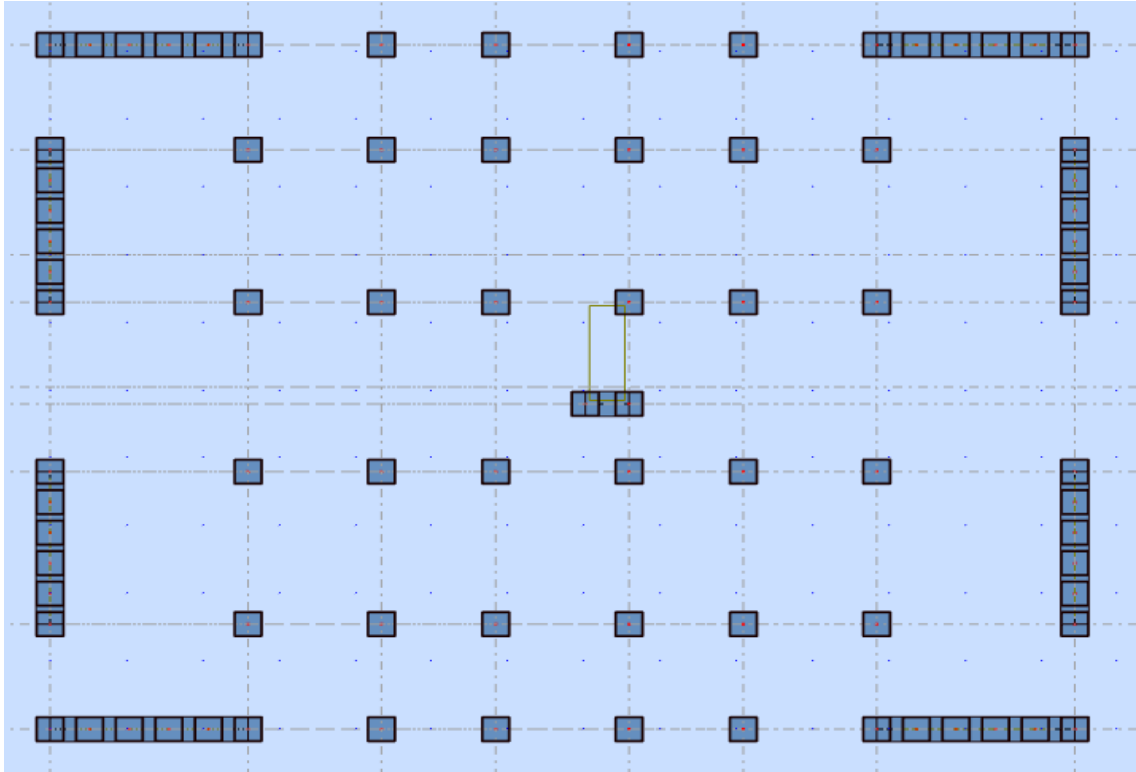


Figure 7.1: Schéma des fondations de bâtiment

7.3.1 Semelle isolée :

7.3.1.1 Prédimensionnement :

Pour le pré-dimensionnement des semelles isolées, on doit prendre en compte uniquement la contrainte normale N_{ser} qui est dérivée du poteau le plus sollicité au rez-de-chaussée.

La longueur :

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 \quad A = B \text{ (poteau carré).}$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 853.16 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars}$$

$$B \geq 1.84 \text{ m}$$

Donc On adopte: **A = B = 2.00m**

La hauteur :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{2.00-0.40}{4} + 0.05 \text{ m} = 0.45 \text{ m}$$

$$\mathbf{h = 0.45 \text{ m}}$$

❖ **Résultats des réactions par logiciel Excel :**

❖ **Tableau 7.1 :** Résultats des réactions

Réactions			
	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
ELU	1177.22	2.31	6.56
ELS	853.16	1.67	4.75
G+Q+Ex	853.16	1.67	4.75
G+Q-Ex	853.16	1.67	4.75
G+Q+Ey	853.16	1.67	4.75
G+Q-Ey	853.16	1.67	4.75
0.8G+Ex	546.74	1.05	2.99
0.8G-Ex	546.74	1.05	2.99
0.8G+Ey	546.74	1.05	2.99
0.8G-Ey	546.74	1.05	2.99

• **Vérification de la Semelle Isolée**

Selon l'article **10.1.4.1 des RPA99/Version 2003** Les fondations superficielles seront vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes:

G+Q+E: Pour la vérification des contraintes dans le sol.

0.8G+E: Pour la vérification de la stabilité des semelles.

On ajoute à ces deux combinaisons qui sont données par les **RPA99/Version 2003** la combinaison de l'ELU qui nous permet de vérifier la contrainte à **ELU: 1.35G+1.5Q**

• **Vérification des contraintes :**

La contrainte moyenne du sol σ_{moy} doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \dots\dots\dots(ELS)$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5 * \sigma_{sol} \dots\dots\dots(ELU)$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{A} \right)$$

$$e = \frac{M}{N}$$

Tableau 7.2 : Vérification des contraintes du sol "Sens_X"

	Diagramme	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	3.26	OK
ELS	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	2.45	OK
G+Q+Ex	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	2.45	OK
G+Q-Ex	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	2.45	OK
G+Q+Ey	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	2.45	OK
G+Q-Ey	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	2.45	OK
0.8G+Ex	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.67	OK
0.8G-Ex	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.67	OK
0.8G+Ey	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.67	OK
0.8G-Ey	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.67	OK

Tableau 7.3 : Vérification des contraintes du sol "Sens_Y"

Diagramme	σ moyenne (Bar)	Vérification
------------------	--	---------------------

ELU	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	3.25	OK
ELS	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	2.43	OK
G+Q+Ex	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	2.43	OK
G+Q-Ex	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	2.43	OK
G+Q+Ey	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	2.43	OK
G+Q-Ey	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	2.43	OK
0.8G+Ex	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.67	OK
0.8G-Ex	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.67	OK
0.8G+Ey	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.67	OK
0.8G-Ey	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.67	OK

■ **Vérification au non poinçonnement :**

■ **Tableau 7.4 : Vérification au non poinçonnement**

Vérification au non poinçonnement	
$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	
<i>Pu(KN)</i>	1177.22
<i>a (m)</i>	0.40
<i>b (m)</i>	0.40
<i>h (m)</i>	0.45
<i>Uc (m)</i>	3.4
<u>Condition vérifiée</u>	

■ **Vérification au non renversement (RPA99V.2003) :**

Tableau 7.5 : Vérification au non renversement (RPA99V.2003)

Vérification au non renversement (RPA99V.2003)	
Sens X	
Excentricité (m)	0.049
A/4	0.50
<i>ex < A/4 => Condition vérifiée</i>	
Sens Y	
Excentricité (m)	0.0018
B/4	0.50
<i>ey < B/4 => Condition vérifiée</i>	

7.3 .1 .2 Calcul le ferrailage :

Pour le ferrailage des semelles isolées, nous utilisons la méthode des bielles La quantité d'acier est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$A_{(x,y)} = \frac{N(A-a)}{8(h-c)\sigma_{st}} \quad \sigma_{st} = f_e / Y_s = 348 \text{ Mpa}$$

Avec :

N : effort normal à l'ELU revenant à la semelle

A : cote de la semelle (en cm)

a : cote du poteau (en cm)

h : hauteur de la semelle

c : l'enrobage des aciers (en cm)

f_e : limite élastique de l'acier

Y_s : coefficient de sécurité = 1.15

Tableau 7.6 : Ferrailage de la semelle isolée.

Ferrailage de la semelle		
	Section théorique	Choix des armatures
A//X (cm ²)	18.53	19 T 12 e=20cm
A//Y (cm ²)	18.49	19 T12 e=20cm

Remarque :

Ferrailage de la semelle isolée des ferrailage double nappe sens x-x et sens y-y.

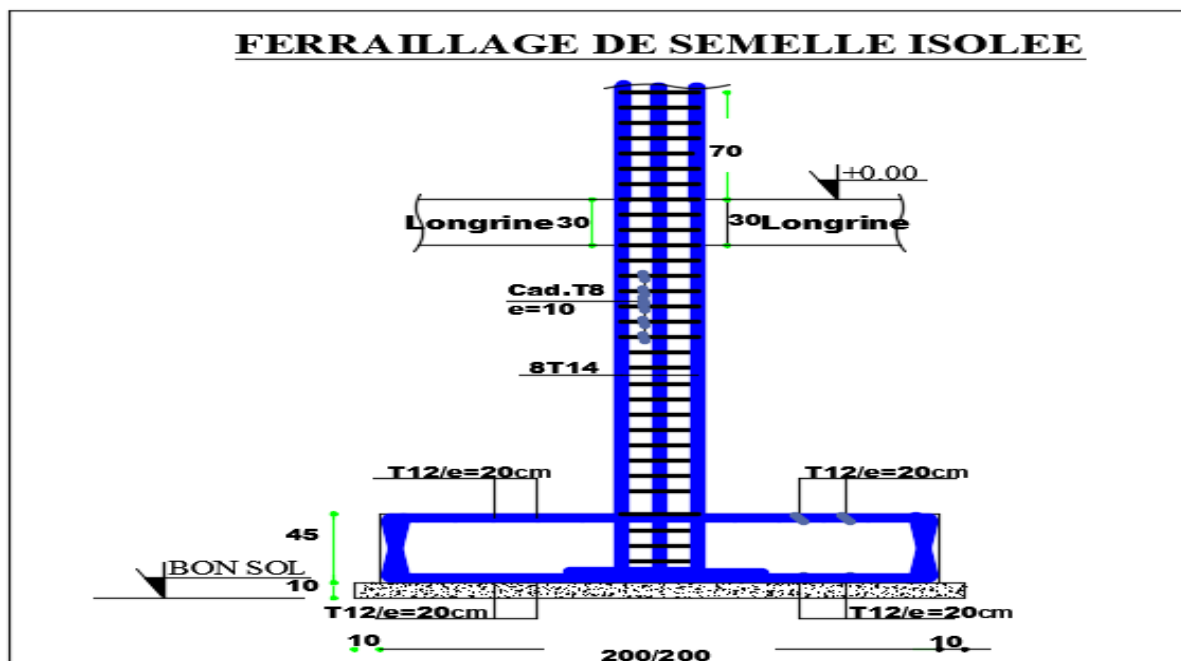


Figure 7.2: Schéma des Ferrailage de la semelle isolée.

7.3 .2 Semelle filante :

7.3 .2.1 Pré-dimensionnement de la semelle filante sous voile V_{T1}:

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{0.277}{0.250} = 1.10 \text{ m}^2$$

$$S = B * 1m^2 \rightarrow B = \frac{S}{1m^2} = 1.10 m^2$$

Donc on prend $B = 1.50 m$

$$h \geq \frac{A-a}{4} + 5cm = \frac{1.10}{4} + 5cm = 32.5 cm$$

$$h = 35 cm$$

• **Vérification :**

$$\sigma = \frac{Ns + P_{semelle}}{S} = \frac{0.277 + [(1.50 * 1 * 0.35) * 0.025]}{1.50 * 1} = 0.193 < \sigma_{sol} = 0.250$$

→ *Condition vérifiée*

7.3.2.2 Calcul le ferrailage :

➤ **Calcul des armatures principaux:**

$$A_s = \frac{N(B-b)}{8(h-c)_{\sigma_{st}}} = \frac{0.277(1.5-0.4)}{8(0.35-0.05)164.97} = 7.69 cm^2$$

Nous choisissons 7 T 12 = 7.92 cm²/ml avec un espacement $St = 20 cm$.

➤ **Calcul des armatures de répartition:**

$$A_{rep} = \frac{A_s * B}{4} = 2.97 cm^2$$

D'après le BAEL91 pour fe400 $A_{s \min} = 3cm^2$

On choisit 5 HA 12 = 5.65cm² avec un espacement $\geq \text{Max}(6\phi + 6 ; 15cm) = 15cm$. On prend $St = 20cm$.

Les résultats calculés sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 7.7: Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes

Semell	A_s calculé (cm ² /ml)	Armature principale	A_s choisi (cm ² /ml)	St (cm)	Armature répartie	A_r (cm ²)	St (cm)
SF1	7.69	7T12	7.92	20	5HA12	5.65	20

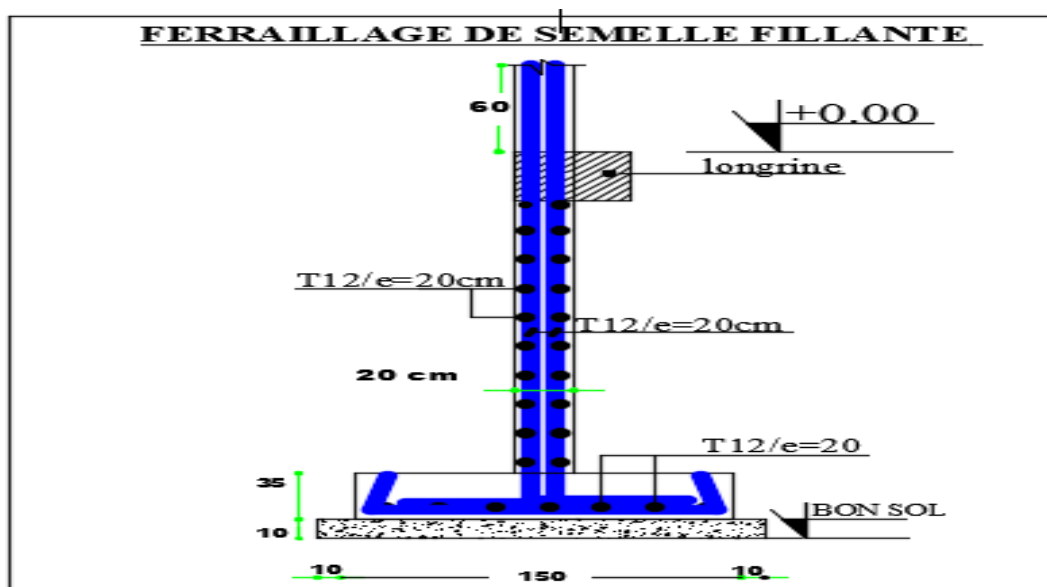


Figure 7.3: Schéma des Ferrailage de la semelle filante.

7.3.3 La Longrine :

Les longrines, qui sont des poutres reliant les poteaux au niveau de la structure, sont calculées comme des éléments soumis à un moment provenant du bas du poteau et à une force de traction.

7.3.3.1 Dimensionnement de la longrine :

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), la dimension minimale de la section transversale des longrines sont :

- (25x30) cm² sites de catégorie S2, S3

- (30x30) cm² site de catégorie S4

Pour notre cas (site meuble S3) on prend une section de (25x30) cm²

7.3 .3.2 Ferrailage de la longrine:

La section d'armature est donnée par les armatures minimales : $A=0,6\% \times b \times h$

$$A = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6T12 ($A=6,79 \text{ cm}^2$)

Condition de non fragilité

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times (f_t / f_e)$$

$$A_s \geq 0,23 \times 25 \times 27 \times (2,1 / 400) = 0,81 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié

Armatures transversales

Disposition constructive Espacement : $St < \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$.

Donc : $St < 27 \text{ cm}$.

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times St} \leq 0,4$$

$$A_t \geq 0,4 \times b \times St / f_e$$

$$A_t \geq 0,4 \times 25 \times 15 / 400$$

Donc on adopte $A_t = 0,37 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\text{HA}8$

7.3 .3.3 Schéma de Ferrailage de la longrine:

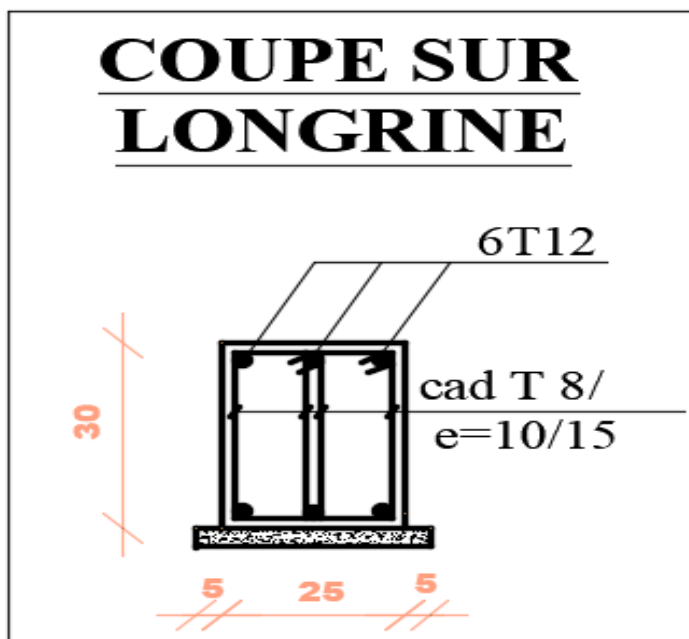


Figure 7.4: Disposition des armatures de longrine

Conclusion

Ce projet de fin d'études nous a offert l'opportunité de récapituler et d'associer les diverses connaissances théoriques générales accumulées au cours des années universitaires, ainsi que de se familiariser avec les normes actuellement en place dans le secteur du bâtiment et leur application sur un .vrai cas pratique

Cette expérience nous a permis de mieux saisir les phases indispensables à l'analyse d'un édifice en béton armé et de comprendre le fonctionnement des divers composants de la structure, afin de pouvoir .mettre en œuvre les règles essentielles

Il convient de noter que nous sommes pleinement conscients qu'il reste encore beaucoup à accomplir pour devenir d'excellents ingénieurs, et c'est uniquement grâce au travail acharné et à la détermination .que nous pourrions atteindre cet objectif

.Finalement, notre souhait est que ce travail modeste puisse servir aux futures promotions

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse afin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours de notre projet de thèse

Règlements :

- ✓ RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes
- ✓ BAEL91 : Béton armé aux états limites
- ✓ CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
- ✓ DTR B.C.2.2 : document technique réglementaires (charges et surcharges)
- ✓ Cours et TD pendant toute notre formation :
- ✓ Cours de dynamique des structures
- ✓ Cours de bâtiment Cours de résistance des matériaux
- ✓ Cours de génie parasismique
- ✓ Cours de béton armé
- ✓ Mécanique des structures.

Logiciels et programmes:

- AutoCAD 2015 (Dessin)
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014
- Robot Expert 2010
- Office 2010
- Excel 2010