



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 Génie Civil et Hydraulique

## MÉMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de

## MASTER

Spécialité : Matériau en Génie Civil

Présenté par :

- Amrane Chouayb
- Zid Mohamed Khalifa
- Kird Miadi

Intitulé :

# ETUDE D'UN BATIMENT R+5 A USAGE D'HABITATION

Soutenu le : 03/06 /2024

Devant le jury composé de :

Dr : Rafika Hachem

Président

Université

Dr : Soulimane Ilyas

Examineur

Université

Dr : Hamda Malek

Encadreur

Université

Dr : Djdid Tarek

Encadreur

Université

Année académique : 2023/2024

# REMERCIEMENT

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

*Nous remercions « ALLAH » tout puissant de nous avoir  
accordé la santé et la volonté de réaliser*

*Ce modeste projet.*

*Un grand merci à notre encadreur HAMDIA MALEK*

*Enfin nous voudrions aussi remercier tous ceux qui ont  
partagé de près ou de loin à l'élaboration*

*De ce travail.*

# *Dédicace*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

*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 (FATIHA ET KHAMIS).*

*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 tous les membres de ma famille, à tous ceux qui ont été directement ou indirectement impliqués dans*

*Pour mettre en œuvre ce projet.*

**AMRANE CHOUAIB**



# *Dédicace*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

*Je dédie ce modeste travail à:  
A mes chers parents  
A mes chers frères  
Et sœurs. Mes neveux et nièces  
Mon grand-père et Mon  
grand- mère Mes beaux-frères  
Mes enseignants depuis mon  
Enfance A toute mes amis.*

**ZID MOHAMED KHALIFA**



# *Dédicace*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

*Je dédie ce travail :  
Avant tout à mes chers parents,  
qui m'ont soutenu durant toutes  
ces années de formation. A mes  
chères frères ,Et à toute ma famille  
Tout comme je le dédie à tous  
mes amis(e) qui m'ont aidé de  
près ou de loin*

***MIADI KIRED***



# ***SOMMAIRE***

**Introduction générale**

**Résumé**

<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage .....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre II : Caractéristiques et hypothèses sur les matériaux.....</b>	<b>9</b>
<b>Chapitre III : Pré dimensionnement et descente des charges .....</b>	<b>21</b>
<b>Chapitre iV : Ferrailage des éléments secondaires .....</b>	<b>32</b>
<b>Chapitre V : Etude Sismique et dynamique .....</b>	<b>37</b>
<b>Chapitre VI: Ferrailage des éléments porteurs.....</b>	<b>58</b>
<b>Chapitre VII : Etude de Fondation .....</b>	<b>74</b>

**Conclusion**

**Bibliographie**

# ***LISTE DES FIGURES***

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage**

<b>Figure I.1</b> ; plan de RDC .....	4
<b>Figure I.2</b> : plan de étage courant .....	5
<b>Figure I.3</b> : Disposition du voiles .....	6
<b>Figure I.4</b> : La façade du bâtiment .....	7
<b>Figure I.4</b> : COUPE B-B .....	8

## **Chapitre II : Caractéristiques de matériaux**

<b>Figure II.1</b> : Diagramme de règle des trois pivots .....	11
<b>Figure II.2</b> : Fuseaux proposés pour la granularité des sables de béton .....	13
<b>Figure II.3</b> : Courbes représentatifs des rapports C/E en fonction de l'affaissement .....	15
<b>Figure II.4</b> : Courbe granulométrique des sables et des graviers .....	16
<b>Figure II.5</b> : Graphique représentatif des courbes granulométrique .....	16
<b>Figure II.6</b> : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU .....	18
<b>Figure II.7</b> : Diagramme contrainte déformation du béton a l'ELS .....	18
<b>Figure II.8</b> : Diagramme contraintes – déformations de l'acier .....	20

## **Chapitre III : Pré dimensionnement et descente des charges**

<b>Figure III.1</b> : Dalle à corps creux .....	22
<b>Figure III.2</b> : Coupe transversale d'une poutrelle .....	23
<b>Figure III.3</b> : Coffrage des poutres .....	23
<b>Figure III.4</b> : Schéma d'un escalier .....	25
<b>Figure III.5</b> : schéma statique d'escalier type 1 .....	25
<b>Figure III.6</b> : schéma statique d'escalier type 2 .....	26
<b>Figure III.7</b> : Schématisation de l'acrotère .....	27
<b>Figure III.8</b> : Coupe du poteau en elevation .....	30
<b>Figure III.9</b> : Coupe des voiles en elevation .....	30
<b>Figure III.10</b> : Coupe de voile en plan .....	31

## **Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires**

<b>Figure IV.1</b> : Section ferrailé de l'acrotère .....	33
<b>Figure IV.2</b> : coupes de ferrailage de l'acrotère .....	34
<b>Figure IV.3</b> Schéma statique d'un balcon .....	34
<b>Figure IV.4</b> : Croquis de ferrailage du balcon .....	35
<b>Figure IV.5</b> : schéma statique d'escalier type 1 .....	35
<b>Figure IV.6</b> : section de calcul .....	37
<b>Figure IV.7</b> : section de calcul .....	37
<b>Figure IV.8</b> : Diagrammes des moments .....	38
<b>Figure IV.9</b> : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU .....	38
<b>Figure IV.10</b> :: schéma statique d'escalier type 2 .....	39
<b>Figure IV.11</b> : Ferrailage d'escalier type 1 et 2 .....	41
<b>Figure IV.12</b> :: section transversale de calcul D'une marche porteuse .....	42
<b>Figure IV.13</b> :: Ferrailage à marche porteuses .....	43
<b>Figure IV.14</b> : Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	45
<b>Figure IV.15</b> : Croquis de ferrailage des dalles .....	47

## **Chapitre V : Etude sismique et Dynamique**

<b>Figure V.1</b> : Vue structure 3D.....	52
<b>Figure V.2</b> : Spectre de réponse .....	53
<b>Figure V.3</b> : Premier mode de vibration .....	54
<b>Figure V.4</b> : Deuxième mode de vibration.....	54
<b>Figure V.5</b> : Troisième mode de vibration.....	54

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments porteurs**

<b>Figure VI.1</b> : Organigramme de calcul en flexion simple .....	60
<b>Figure VI.2</b> : Disposition des armatures sur appuis et en travée .....	60
<b>Figure VI.3</b> : Schéma du ferrailage des poutres .....	64
<b>Figure VI.4</b> : Schéma du ferrailage des poteaux.....	67
<b>Figure VI.5</b> : Organigramme de flexion composée .....	71
<b>Figure VI.6</b> : Schéma de ferrailage de $V_{L1}$ .....	73

## **Chapitre VII : Etude de Fondation**

<b>Figure VII.1</b> : Schéma des fondations de bâtiment.....	76
<b>Figure VII.2</b> : Schéma des Ferrailage de la semelle isolée .....	80
<b>Figure VII.3</b> : Disposition des armatures de longrine .....	81

# **LISTE DE TABLEAUX**

## **Chapitre II: Caractéristiques de matériaux**

<b>Tableau II.1</b> : Choix de l'état limite pour le dimensionnement.....	10
<b>Tableau II.2</b> Classification des ciments en fonction de leurs compositions... ..	12.
<b>Tableau II.3</b> : Les classes et sous classes de résistances .....	12
<b>Tableau II.4</b> : Exemple de dosage d'un béton.....	17
<b>Tableau II.5</b> Classification des aciers suivant leurs surfaces et leurs nuances... ..	19
<b>Tableau II.6</b> Caractère d'adhérence des aciers.....	19

## **Chapitre IV: Ferrailage des éléments secondaires**

<b>Tableau IV.1</b> : Combinaison des charges.....	36
--	----

## **Chapitre V : Etude sismique et Dynamique**

<b>Tableau VI.1</b> : Valeurs des pénalités $P_q$ .....	51
<b>Tableau V.2</b> : Périodes et facteurs de participation modaux (modélisation initial) .....	53
<b>Tableau V.2</b> : Efforts tranchants à chaque niveau.....	55
<b>Tableau V.3</b> : Vérification de la résultante sismique.....	55
<b>Tableau V.4</b> : Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x).....	56
<b>Tableau V.5</b> : Déplacements relatifs inter étage pour la direction (y-y).....	56
<b>Tableau V.6</b> : Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales... ..	56
<b>Tableau V.7</b> : Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal .....	57
<b>Tableau V.8</b> : Vérification de l'effet P-Delta sens transversal .....	57
<b>Tableau V.9</b> : Choix des poteaux carrés avec vérification de l'effort normal réduit .....	57

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments porteurs**

<b>Tableau VI.1</b> : Armatures à compression centrée .....	65
<b>Tableau VI.2</b> : Ferrailage longitudinal du poteau.....	65
<b>Tableau VI.3</b> : Ferrailage transversal du poteau... ..	66
<b>Tableau VI.4</b> : Zones du ferrailage .....	72
<b>Tableau VI.5</b> : Résultats Les effort de M et N .....	72
<b>Tableau VI.6</b> : Ferrailages des voiles $V_{L1}$ .....	72
<b>Tableau VI.7</b> : Vérification des contraintes de cisaillement.....	73

## **Chapitre VII : Etude de Fondation**

<b>Tableau VII.1</b> : Résultats des réactions.....	77
<b>Tableau VII.2</b> : Vérification des contraintes du sol "Sens_X" .....	78
<b>Tableau VII.3</b> : Vérification des contraintes du sol "Sens_Y" .....	78
<b>Tableau VII.4</b> : Vérification au non poinçonnement.....	78
<b>Tableau VII.5</b> : Vérification au non renversement (RPA99V.2003).....	79
<b>Tableau VII.6</b> : Ferrailage de la semelle isolée .....	79
<b>Tableau VII.7</b> : Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes .....	80

## *Liste d'abréviations*

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

Acr: Acrotère.

$A_s$  : Aire d'une section d'acier.

$A_t$ : Section d'armatures transversales.

App: Appuis.

a : Coté du poteau carré.

b: Largeur de la poutre.

B : Aire d'une section de béton.

BAEL : Béton armé à l'état limite.

$B_r$  : Section du béton.

D: Dalle.

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

Ec: Etage courant.

E.S : Equivalent de sable.

$E_{ij}$  : Module de déformation longitudinale instantanée.

$E_{vj}$  : Module de déformation longitudinale différé.

ELU: Etat limite ultime.

ELS: Etat limite de service.

f : Flèche.

$\bar{f}$  : Fleche admissible.

FC: Flexion composé.

FPP: Fissuration peu préjudiciable.

FP: Fissuration 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.

$I_x$ : Inertie des voiles longitudinaux.

$I_y$ : Inertie des voiles transversaux .

$I_w$ : Inertie polaire.

L : Portée.

M: Coefficient correcteur, masses, moments.

$M_t$  : Moment en travée.

n :Coefficient d'équivalence.

$N_G$ : Effort normal développé par les charges permanentes.

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

$N_u$ : Effort normal ultime.

Pal: Palier.

Q: Charge exploitation.

q: Densité de charge répartie.

R, RDC : Rez-de-chaussée.

RPA : REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES.

R: Réaction.

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.

T: Période.

Ter: Terrasse.

U : Périmètre

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

Vol : Volée..

$W_p$ : Poids.

$\sigma'$  : Résistance minimale.

$\sigma'_{28}$ : Résistance moyenne.

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

$\gamma$  : Coefficient de compacité.

$\epsilon$ : Déformation.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$\lambda$ : Elancement géométrique.

$\alpha_i$ : Coefficient de participation modale.

$\pi$ : Effort tranchant dans les linteaux.

.....

## ***Introduction générale***

*Le génie civil est un domaine d'étude ayant subi diverses améliorations dans le temps afin d'assurer une plus grande résistance aux bâtiments confrontés aux actions climatiques.*

*Tout projet est réalisé conformément à des documents techniques réglementaires, ces derniers ne cessent d'être modifiés à fin de corriger les éventuelles erreurs de conception et d'assurer de meilleures performances.*

*La conception d'un ouvrage revient à dimensionner chaque élément (poteau, poutre, dalle...etc.), à déterminer les caractéristiques des matériaux utilisés (béton et acier) et surtout veiller à bien allier ces deux matériaux.*

*L'objectif de notre étude est d'établir une conception qui assure la sécurité et la durabilité du bâtiment, pour ce fait il convient de bien maîtriser les charges permanentes dues aux poids propres de tous les éléments constituant l'ouvrage ainsi que les charges d'exploitations à prendre en compte, viendront ensuite les combinaisons d'actions qui sont conformes à la réglementation Algérienne (CBA93 et RPA99version2003), enfin, la détermination de la nature du sol ainsi que ses caractéristiques sont indispensables pour une bonne conception*

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'Habitation (R+5), implanté à la wilaya de BATNA. Cette région est classée en zone de faible sismicité (Zone I) selon le RPA99 /V2003. On s'est penché sur le calcul des éléments structuraux de notre bâtiment, à travers sept chapitres présentant les étapes suivantes : le Pré dimensionnement, la descente de charge, le ferrailage des éléments secondaires l'étude dynamique, le ferrailage des éléments structuraux, et le calcul de l'infrastructure. Il faut souligner que la modélisation de la structure et le calcul des sollicitations a été à l'aide du logiciel Robot et en respectant quelques règlements, à savoir, le **BAEL 91 et RPA99 version (2003)**, les **DTR Algériens**.

## الملخص :

قدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى سكني يتكون من طابق أرضي زائد مصنفة في المنطقة الزلزالية رقم I وفقاً لإصدار RPA99 2003 . يتم تنفيذ دراسة هذا المشروع باستخدام لوائح الحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (BAEL91 modifié 99) تبدأ أولاً بإعطاء وصف تفصيلي للمشروع الخصائص هندسياً، وموقع التثبيت، والعمومية على النواة المركزية، وما إلى ذلك المواد المستخدمة مع خصائصها، كما نعطي الفرضيات المختلفة لها عملية حسابية. ثانياً: ننتقل إلى الأبعاد المسبقة لعناصر العمل المختلفة ونزول الأحمال. ثم نحدد تعزيز العناصر الثانوية (الدرج، الحاجز، الشرفة). بعد الانتهاء من الدراسة الديناميكية للمبنى حسب قواعد (RPA99V2003) وبواسطة (ROBOT) ، نقوم بدراسة الأجزاء المقاومة للبناءية و الجدران المسلحة. في الأخير نقوم بدراسة الأساسات (الجدران المحيط والأساس العام).

## Abstract:

This project presents a detailed study of a building used for residential consists of a basement and a ground floor addition (05) floors central core bracing, the town in the wilaya of BATNA . This region is classified as seismic zone I a according to the RPA99 version 2003.

The study of this project is done according to the codes of calculation and verification of reinforced concrete (BAEL91modified99).

First of all we start by presenting a general description of the project (geometric characteristics, implantation location, generalities on the kernel central of the structure . . . ), we also define the different materials utilized in this project and their properties, then we proceed to the Pre-dimensioning of the building's different elements and assess all loads applied to them.

The second part aims to study secondary elements (columns).

After evaluating the dynamic according to RPA99v2003 (using robot ) and the structural elements ( , columns, walls sails, and raft ... )

At last we move to the study of infrastructure.

# *CHAPITRE I*

## *Présentation de l'ouvrage*

## CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

### I) Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments Structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, Flexion...). La résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement, ferrailage des éléments résistants de la structure.

### II) Présentation du projet:

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, il nous a été confié l'étude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation contreventé par des voiles porteurs en béton armé, l'implantation de cet ouvrage est située dans la région de Wilaya Batna.

Le projet comporte :

- Du Un rez-de-chaussée jusqu'au 5<sup>ème</sup> étage habitation.
- Une terrasse inaccessible.
- Une cage d'ascenseur.
- Une cage d'escalier.

### III) Caractéristiques géométriques du bâtiment:

- Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère) : 18.86 m
- Hauteur du bâtiment (sans acrotère) : 18.36 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

### IV) Description technique du bâtiment :

#### A) Structure principale :

L'ossature du bâtiment est en béton armé, elle est composée de portiques, (**Poteaux-poutres**) et voiles. Elle doit assurer principalement la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux et verticaux, qui sont dus aux charges permanentes, charges d'exploitations, et les actions sismiques.

#### B) Structure secondaire :

- ❖ **Planchers** : les type de plancher à adopté pour tous les niveaux est celui des planchers à corps creux. Néanmoins il existe des zones ou on a opté pour les dalles pleines (balcons).
- ❖ **Voiles** : les voiles sont en béton armé continu sur toute la hauteur du bâtiment.
- ❖ **Escaliers** : Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements entres étages. Notre structure comporte un seul type d'escaliers :
  - Escalier droit (2palier / volée).
- ❖ **Ascenseur** : C'est un appareil élévateur installé comportant une cabine dont les dimensions et les constitutions permettant l'accès des personnes et de matériels
- ❖ **La sale de machine** La sale de machine est un local technique se trouvant au niveau de la terrasse et abritant le moteur de l'ascenseur et son armoire de commande.

❖ **Maçonnerie :**

- **Murs extérieurs :** sont en doubles parois de briques creuses (la paroi interne et la paroi externe sont de 10 et 15cm d'épaisseur, séparées d'un vide d'air de 5cm d'épaisseur).
- **Murs intérieurs :** sont en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

❖ **Les revêtements :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons en contact avec l'eau.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.
- Une couche de peinture claire pour l'extérieur pour réfléchir la lumière du soleil et ainsi diminuer la chaleur

❖ **Acrotère :** on appelle mur acrotère, en abrégé acrotère, un muret situé en bordure de toitures terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, la hauteur de l'acrotère est de 50cm.

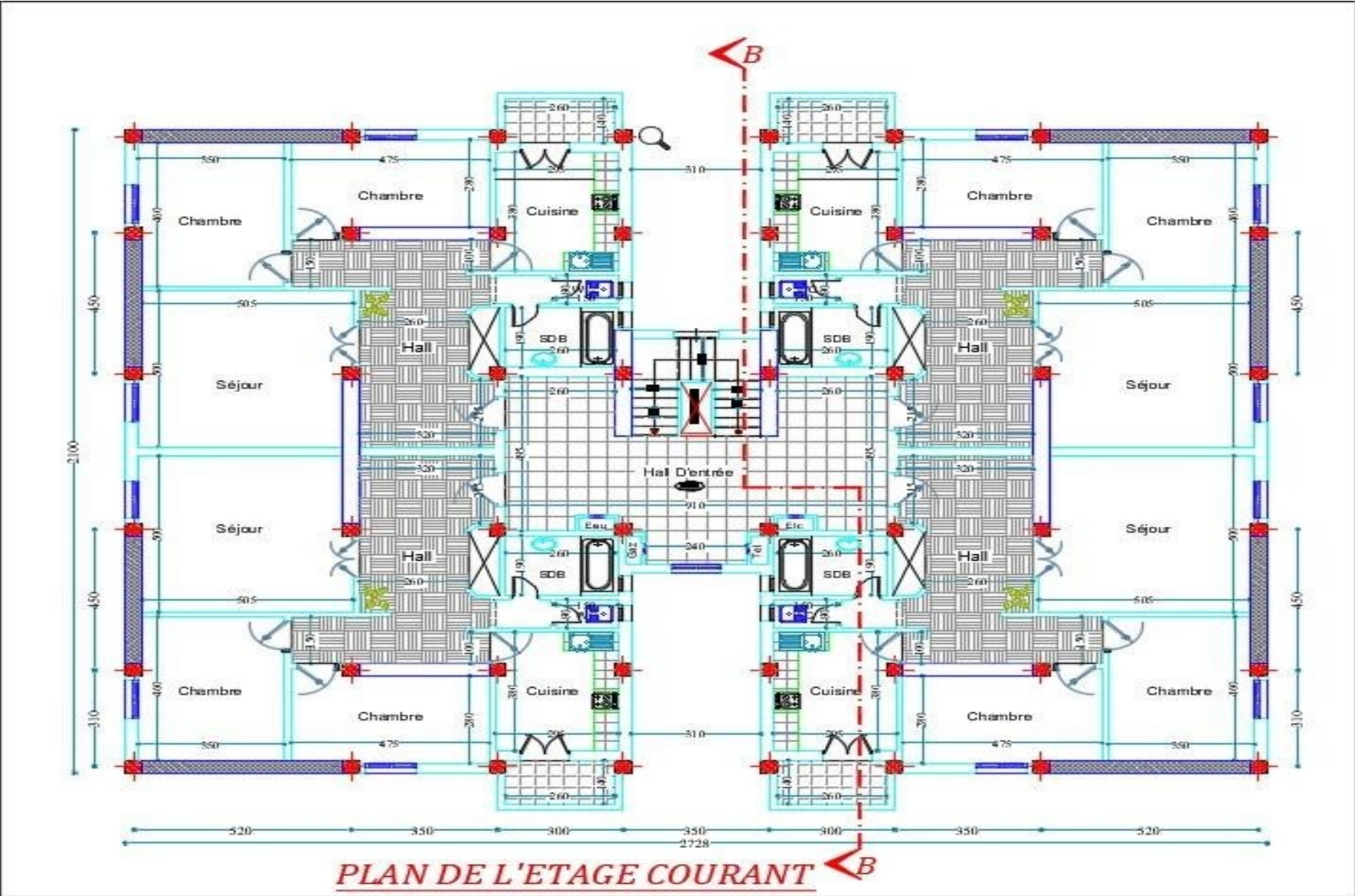
❖ **Isolation :**

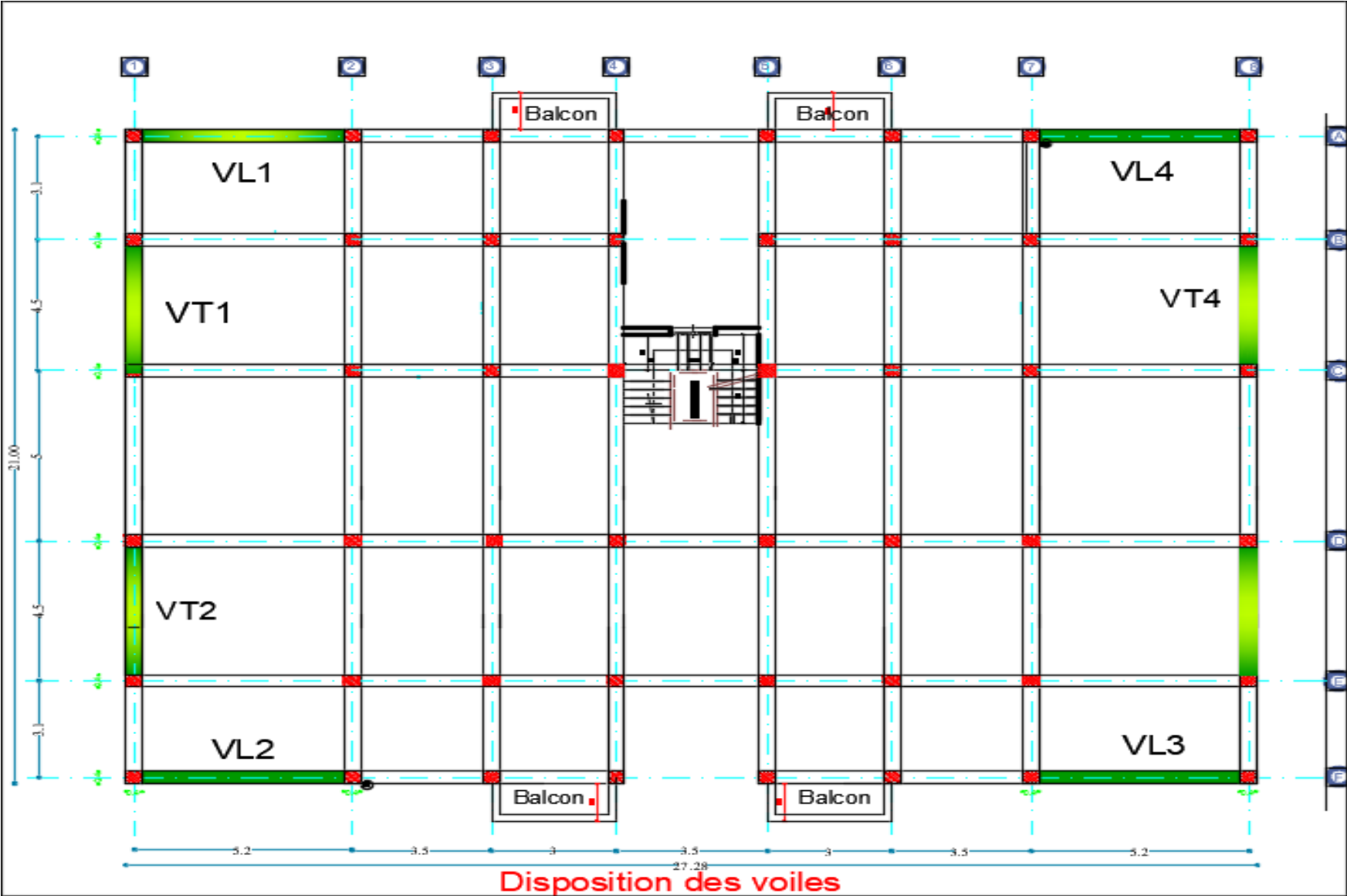
L'isolation acoustique est assurée par l'épaisseur de la dalle pleine et par la couche de liège dans les planchers. Les cloisons des murs par le vide d'air emprisonné entre les deux parois.

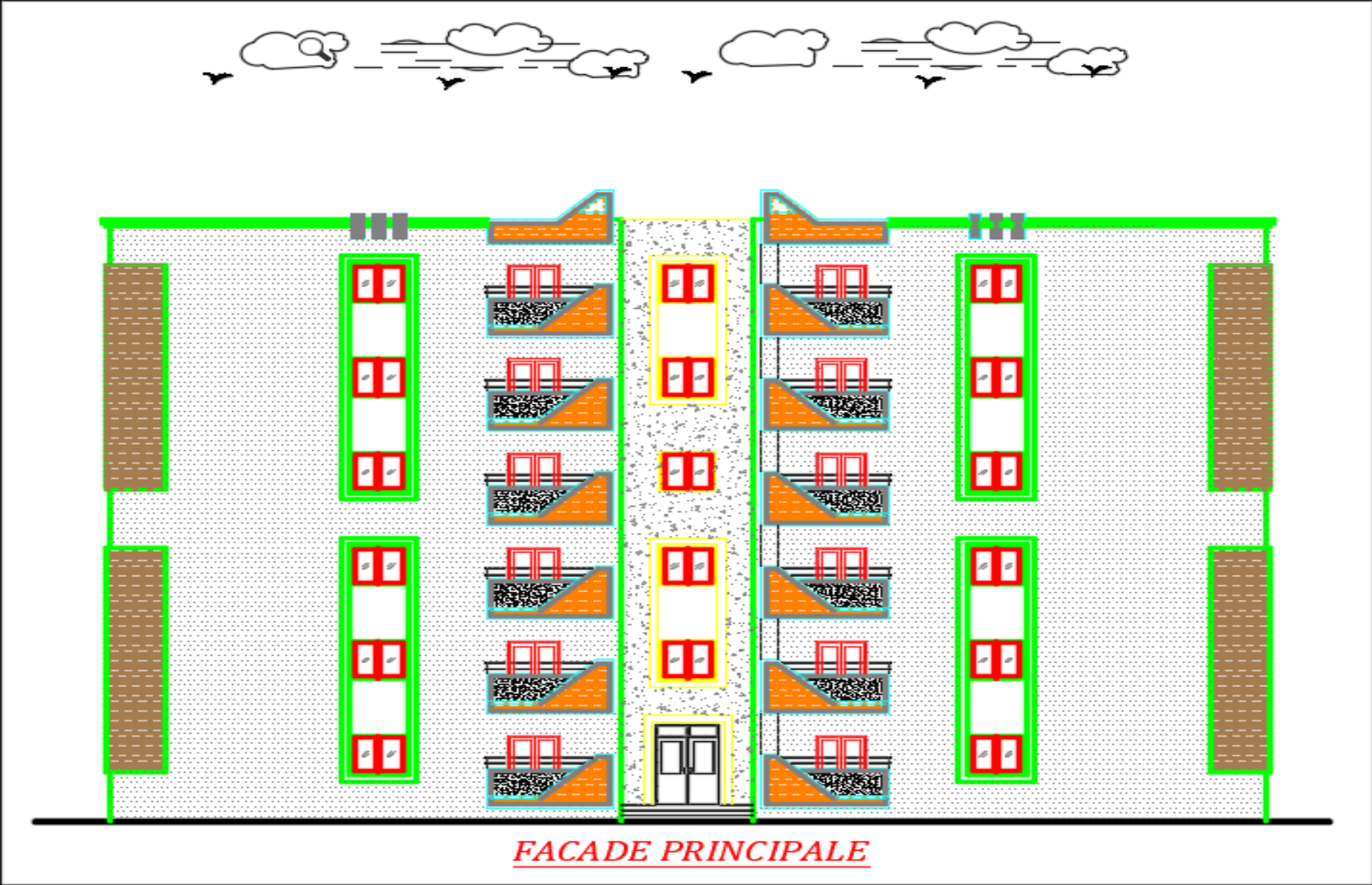
V) **Données du site :**

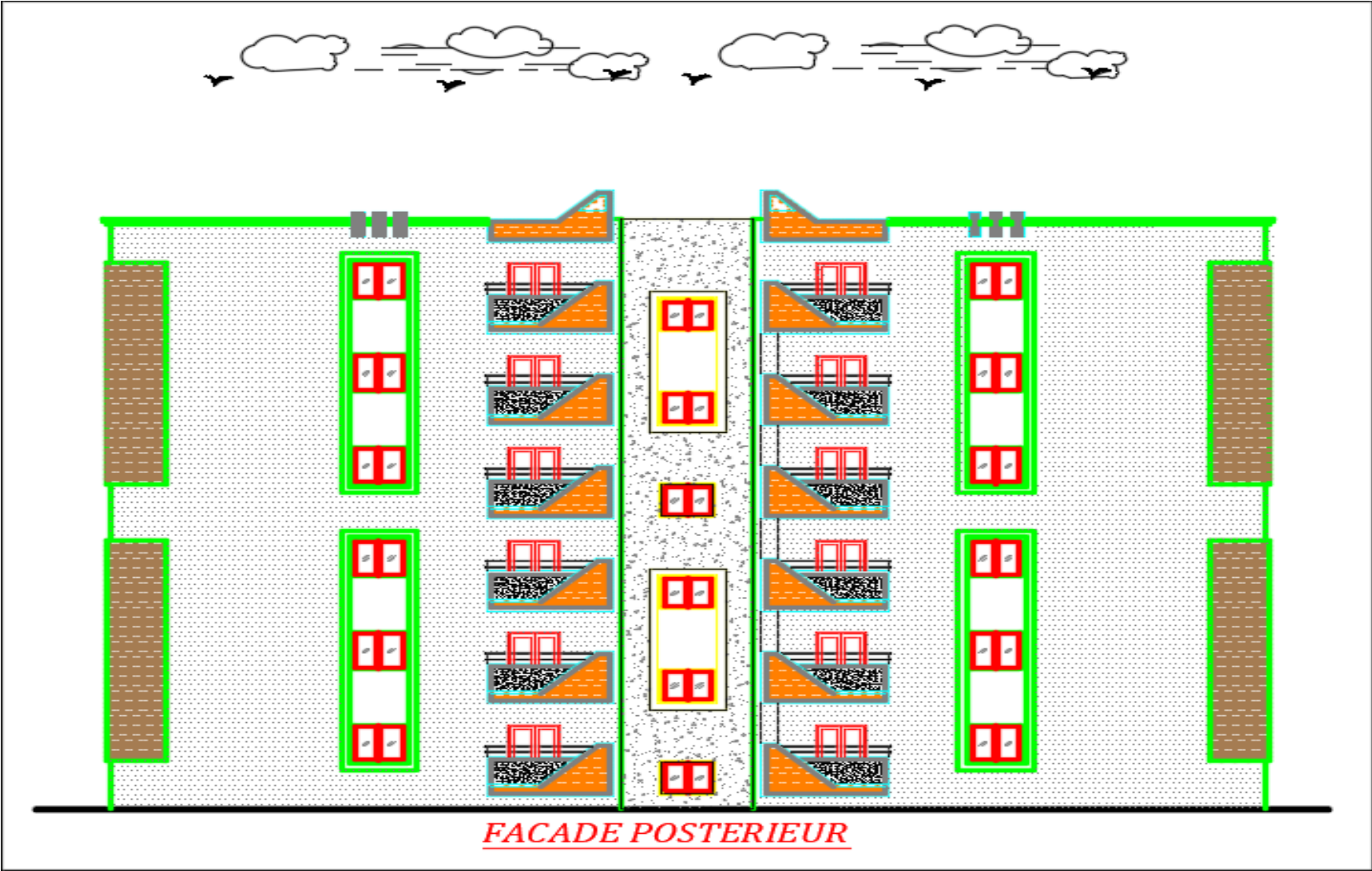
- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme zone de forte sismicité (**Zone I**).
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**.
- Le site est considéré comme **site meuble : catégorie S3**.
- Contrainte admissible du sol  $\sigma = 2.5 \text{ bars}$











# ***CHAPITRE II***

## **Caractéristiques des matériaux**

## CHAPITRE II : Caractéristiques des matériaux

### I) Introduction :

Dans le domaine du génie civil, les matériaux jouent un rôle crucial dans la résistance des ouvrages. Le béton armé est le matériau le plus utilisé dans le domaine de la construction, car il est conforme aux règles techniques de construction et de calcul des structures. Il est obtenu grâce à l'association du béton et de l'acier.

### II) Justification de calcul :

Selon le CBA 93, les éléments, d'ouvrages en béton armé doivent être prévus pour résister aux sollicitations et présenter une durabilité satisfaisante, durant son exploitation envisagée. Le calcul permet de justifier dans la mesure, où il n'existe pas de faute de conception, qu'une sécurité appropriée est assurée

- Vis à vis de la ruine de l'ouvrage et de ses éléments constructifs.
- Vis à vis d'un comportement non satisfaisant en service.

On se base dans notre calcul sur la théorie des états limites.

### III) Présentation de la méthode de calcul aux états limites :

#### 1. Définition :

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une structure (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

On distingue deux états limites de calcul :

- Etat limite ultime.
- Etat limite de service..

#### a) Les Etat limite ultime « ELU »

Les vérifications à effectuer dans le cas des états limites ultime portent sur :

- L'équilibre statique.
- La résistance de l'élément.
- La stabilité de forme des éléments (flambement).

#### b) Etat limite de service « ELS »

Les vérifications à effectuer dans le cas des états limites de service portent sur :

- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.
- La contrainte maximale de compression du béton.

#### 2. Choix du dimensionnement :

Le choix entre ELU et ELS pour dimensionner la section d'acier dépend du type de fissuration, comme indiquée sur le tableau :

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

Tableau II.1 : Choix de l'état limite pour le dimensionnement.

• **Cas où la fissuration est peu préjudiciable (FPP):**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable lorsque les éléments en cause sont situés dans des locaux couverts et clos non soumis à des condensations.

• **Cas où la fissuration est préjudiciable (FP) :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries comprises ou à des condensations où peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

• **Cas où la fissuration est très préjudiciable (FTP):**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif.

**3. Hypothèses de calcul :**

**a) ELU :**

- Les sections droites restent planes après déformation.
  - Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
  - La résistance à la traction du béton est négligeable.
  - Les déformations des sections sont limitées à :  $s_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$  en flexion simple et  $s_{bc} = 2 \text{ ‰}$  en compression simple.
  - L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à  $s_s = 10 \text{ ‰}$
  - Le diagramme contrainte – déformation du béton est « parabole-rectangle ».
  - Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C.
- ❖ **Pivot A (région1):** Allongement de l'acier le plus tendu  $\epsilon_s = 10 \times 10^{-3}$  : pièces soumises à la traction simple, la flexion simple ou composée.
  - ❖ **Pivot B (région2):** Raccourcissement de la fibre la plus comprimée  $\epsilon_{bc} = 3.5 \times 10^{-3}$  : pièces soumises à la flexion simple ou composée.
  - ❖ **Pivot C (région 3) :** Raccourcissement de la fibre de béton à la distance  $3h/7$  de la fibre comprimée  $\epsilon_{bc} = 2 \times 10^{-3}$ : pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

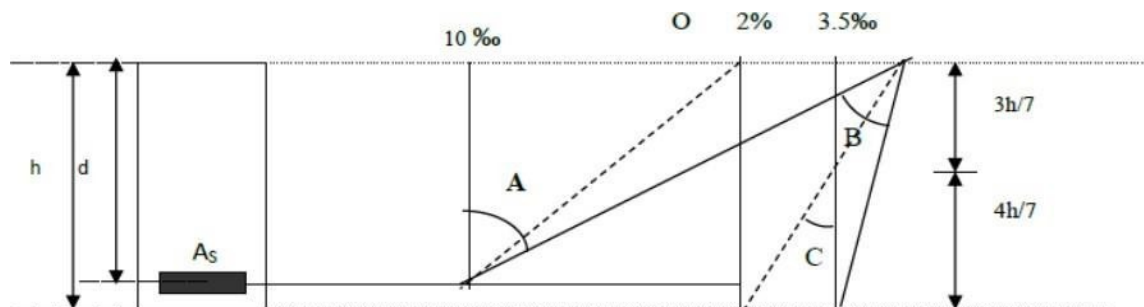


Figure II.1 : Diagramme de règle des trois pivots.

**b) ELS :**

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- Le comportement des matériaux est linéaire élastique.
- Dans le diagramme des contraintes, l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé.

#### IV) Les matériaux :

Notre ouvrage sera conçu en béton armé qui est constitué par la réunion de deux matériaux : le béton et l'acier.

##### 1. Le béton :

Le béton est un matériau peu cher, qui résiste bien à la compression mais très mal à la traction. Il est obtenu en mélangeant de manière homogène et dans des proportions convenables :

##### a) Le ciment :

Mélange en poudre de chaux et de calcaire argileux qui durcit en présence d'eau. Pour fabriquer du béton, on utilisera du ciment gris ordinaire dit de Portland. Il assure un rôle primordial, constituant le liant principal du béton il assure donc la cohésion des composants.

##### ❖ Classification des ciments en fonction de leurs compositions :

Ils sont classés selon leur composition en cinq types principaux par la norme NA 226

Classes	Signification
CEM I	Ciment Portland
CEM II	Ciment portland compose
CEM III	Ciment de haut-fourneau
CEM IV	Ciment pouzzolanique
CEM V	Ciment Portland composé (laitier, cendre volante)

Tableau II.2 Classification des ciments en fonction de leurs compositions.

##### ❖ Classification des ciments en fonction de leurs résistances normal :

Suivant la résistance mécanique à la compression atteinte à 28 jours on distingue trois classes principales de résistances mécaniques 32.5, 42.5 et 52.5 le nombre exprime la valeur minimale de la résistance normale du ciment à 28 jours exprimée en MPa. Ces classes comportent des sous classes (résistance élevée à 2 jours) :

- Sous classe R : indique un ciment rapide.
- Sous classe N : indique un ciment Normal.

Les limites de ces classes et sous classes sont résumées dans le tableau suivant :

Désignation de la classe	Résistance à la compression en [MPa]			
	Résistance à court terme		Résistance courante A 28 jours	
	A 2 jours	A 7 jours	Minimal	Maximal
32.5N	-	≥ 16	≥ 32.5	62.5 ≤
32.5R	≥ 10	-		
42.5N	≥ 10	-	≥ 42.5	62.5 ≤
42.5R	≥ 20	-		
52.5N	≥ 20	-		-
52.5R	≥ 20	-	≥ 52.5	

Tableau II.3 : Les classes et sous classes de résistances.

##### • Le choix du dosage en ciment :

Le choix des types de ciment se fait selon le type d'ouvrage à réaliser et des conditions environnementales ainsi que des techniques de mise en œuvre. Le dosage en ciment dépend de la résistance ou de l'étanchéité à obtenir. On adopte couramment.

- ✓ Pour les ouvrages courants : planchers, poteaux, ... :  $350 \text{ kg/m}^3$ .
- ✓ Pour les ouvrages d'arts :  $350$  à  $450 \text{ kg/m}^3$ .
- ✓ Pour les travaux à la mer :  $450$  à  $550 \text{ kg/m}^3$ . Ces valeurs sont fixées par le **CBA93**.

**b) Les granulats :**

Les granulats utilisés pour le béton sont soit d'origine naturelle (roches sédimentaires, siliceuses ou calcaires roulés) ou artificielle (laitier concassés). La masse volumique réelle de ces granulats varie entre  $2.5$  et  $2.9 \text{ g/cm}^3$ . On distingue les sables et les graviers :

❖ **Le sable :**

On utilise généralement du sable de rivière ou de carrière débarrassé des impuretés

- **Classification du sable** : suivant sa grosseur, il est classé en :
  - ✓ Sable fin de :  $0.08$  à  $0.15 \text{ mm}$ .
  - ✓ Sable moyen :  $0.15$  à  $2 \text{ mm}$ .
  - ✓ Sable gros de :  $2$  à  $5 \text{ mm}$ .

• **Granularité :**

C'est la distribution des différents grains en fonction de leurs dimensions, l'analyse granulométrique se fait par tamisage et se présente par une courbe granulométrique. Pour la confection d'un béton de haute qualité, il faut que le sable utilisé ait une granularité continue, et que ce courbe granulométrique soit à l'intérieur d'un fuseau définissant la granularité admissible du sable

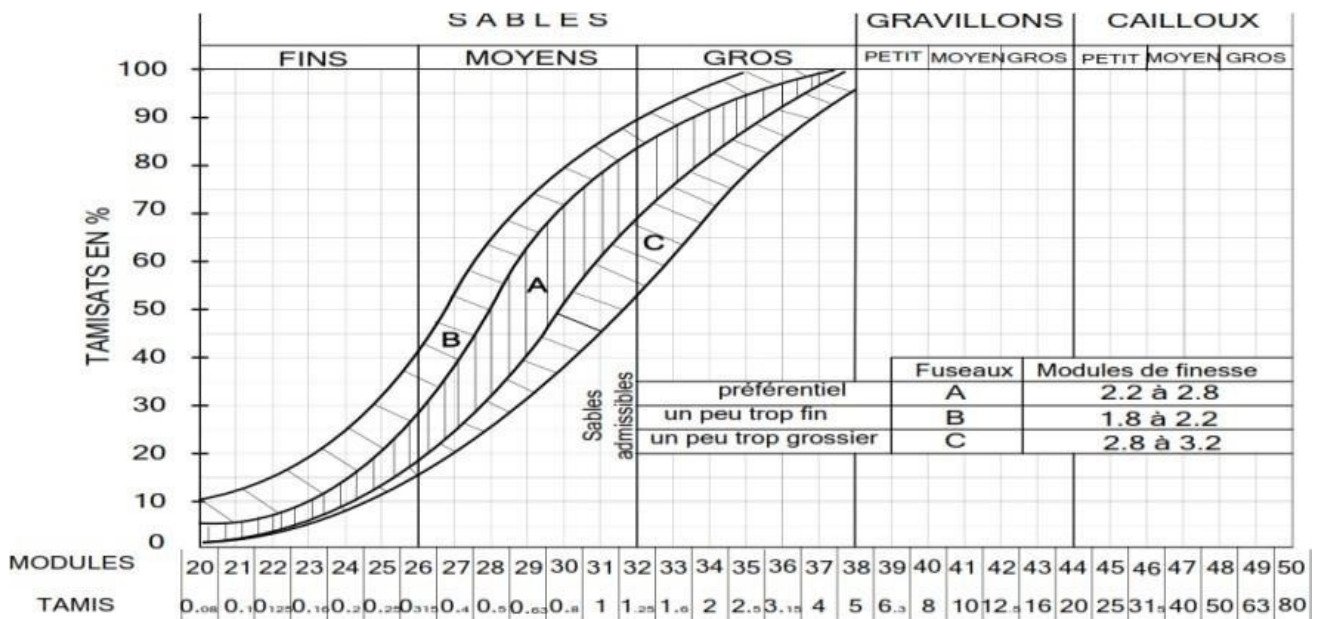


Figure II.2 : Fuseaux proposés pour la granularité des sables de béton.

• **Module de finesse :**

Le module de finesse  $M_f$  d'un sable est égal au  $1/100$  de la somme des refus cumulés, exprimés en pourcentage sur les tamis suivants :

$$0.16 - 0.315 - 0.63 - 1.25 - 2.5 - 5$$

Plus le module de finesse est petit plus le sable est fin. Un bon sable doit avoir un module de finesse compris entre  $1.8$  et  $3.2$  ; il est possible de changer le module de finesse d'un sable grossier, par adjonction d'un deuxième sable plus fin

$$M_{f1} < M_f < M_{f2}$$

❖ **Les graviers :**

Les graviers sont composés de particules rocheuses lisses quand elles sont issues d'une rivière, ou concassées quand elles proviennent d'une carrière. Il faut impérativement que le gravier soit débarrassé de la boue et des saletés qu'il pourrait contenir avant de fabriquer le béton.

• **Classification des graviers :**

- ✓ Gravillons petits : 3 à 8mm
- ✓ Gravillons moyens : 8 à 15 mm
- ✓ Gravillons gros : 15 à 25 mm

c) **L'eau de gâchage :**

L'eau utilisée doit être propre et exempte d'impuretés et le dosage doit être limité car trop d'eau dans le béton provoque des fissures et perte de résistance au moment du séchage.

d) **Les adjuvants :**

L'adjuvant est incorporé lors du malaxage du béton à un dosage inférieur ou égal à 5 % des éléments fins, pour améliorer les caractéristiques du matériau à l'état frais ou à l'état durci. Chaque adjuvant est défini par une ou plusieurs fonction principale

**V) Formulation du béton :**

L'opération du choix des proportions de chacun des constituants d'un béton afin d'obtenir les propriétés mécaniques et de mise en œuvre souhaitées s'appelle la formulation. Les méthodes existantes pour la formulation du béton sont:

- La méthode Baron.
- La méthode Bolomey.
- La méthode de Féret.
- La méthode de Faury.
- La méthode Dreux-Gorisse.

Le principe fondamental de formulation d'un béton consiste à intégrer des paramètres essentiels tels que :

- La qualité des matériaux disponibles.
- La nature du projet à réaliser.
- Les moyens de mise en œuvre disponibles sur le site.
- Les délais de réalisation.

**1. Formulation du béton :**

Dans le cadre de notre étude, nous comptons utiliser un béton ayant une résistance caractéristique à 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPa. Ci-après la proposition d'une formulation théorique, afin d'atteindre cette résistance.

a) **Dosage de ciment :**

Le dosage en ciment a une influence directe sur les résistances mécaniques du béton. Il dépend de plusieurs critères tels que le type du béton, la destination de l'ouvrage, la résistance requise et les actions environnementales auxquelles le béton est soumis. Il faut souligner que le dosage en ciment est en fonction du rapport C/E, du dosage en eau (E) nécessaire pour une ouvrabilité satisfaite. Ainsi, l'abaque ci-après permet d'évaluer approximativement C

Pour calculer le dosage du ciment et d'eau on évalue d'abord le rapport C/E en fonction de  $\sigma'_{28}$  par la formule

$$\sigma'_{28} = G \cdot \sigma'_c (C/E - 0.5)$$

Tel que :  $\sigma'_{28} = 1.15\sigma'_n$

$$\sigma'_n = \sigma'_{28} - 0.8 S$$

Avec :  $\sigma'_{28}$  : Résistance Moyenne en compression désirée à 28 jours.

$\sigma_c$  : Classe de la résistance du ciment.

C : dosage en ciment (en  $\text{Kg}/\text{m}^3$ ).

E : dosage en eau totale sur matériaux secs (en litre pour  $1 \text{ m}^3$ )

G : coefficient granulaire

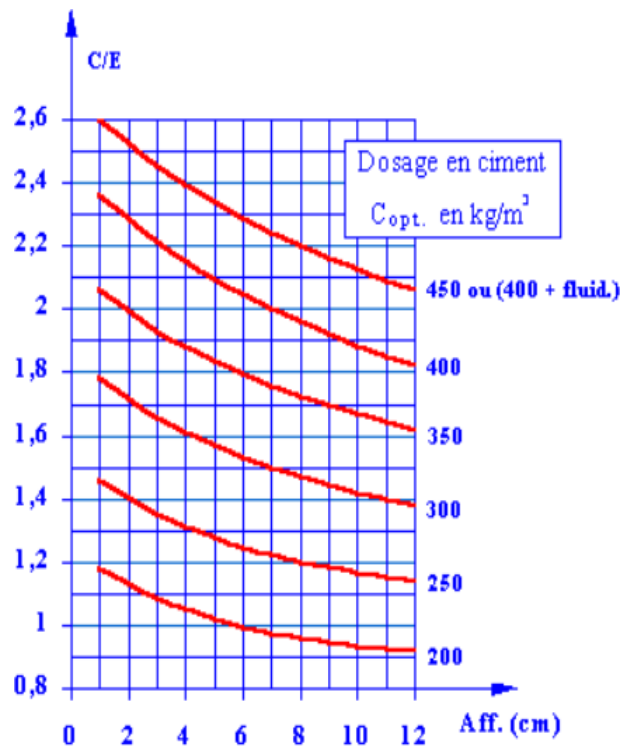


Figure II.3 : Courbes représentatives des rapports C/E en fonction de l'affaissement

### b) Dosage en eau :

Le dosage d'eau est un facteur très important de la composition du béton. L'eau a une influence sur la porosité du béton par les vides créés. La quantité d'eau contenue dans  $1 \text{ m}^3$  du béton, sert en partie à l'hydratation et à la prise du ciment et en partie se retrouve sous forme d'eau de mouillage et interstitielle qui confère au béton.

En général, on incorpore une quantité d'eau de l'ordre de 8% à 9% du poids des matières sèches, compte tenu de l'humidité probable des matériaux. Cela s'exprime par le rapport (E/C), qui doit varier entre ( $0.35 \leq E/C \leq 0.6$ ) en masse, cela dépendra de la consistance désirée et des conditions de mise en œuvre.

### c) Dosage des granulats :

La quantité optimale du mélange sable et gravillons, est déterminée d'une façon à obtenir un béton avec une compacité élevée (minimum de vides), compatible avec les conditions de mise en œuvre. On donne les courbes granulométriques des sables et des graviers

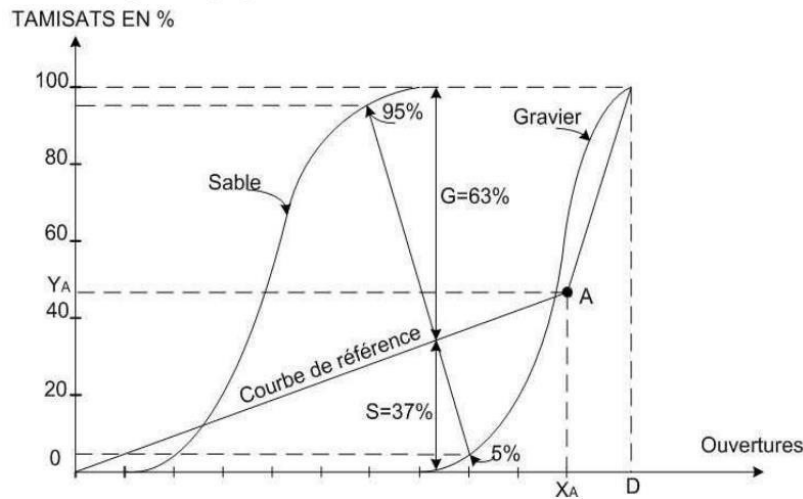


Figure II.4: Courbe granulométrique des sables et des graviers.

Ci-après la courbe granulométrique obtenu après tamisage des granulats au laboratoire :

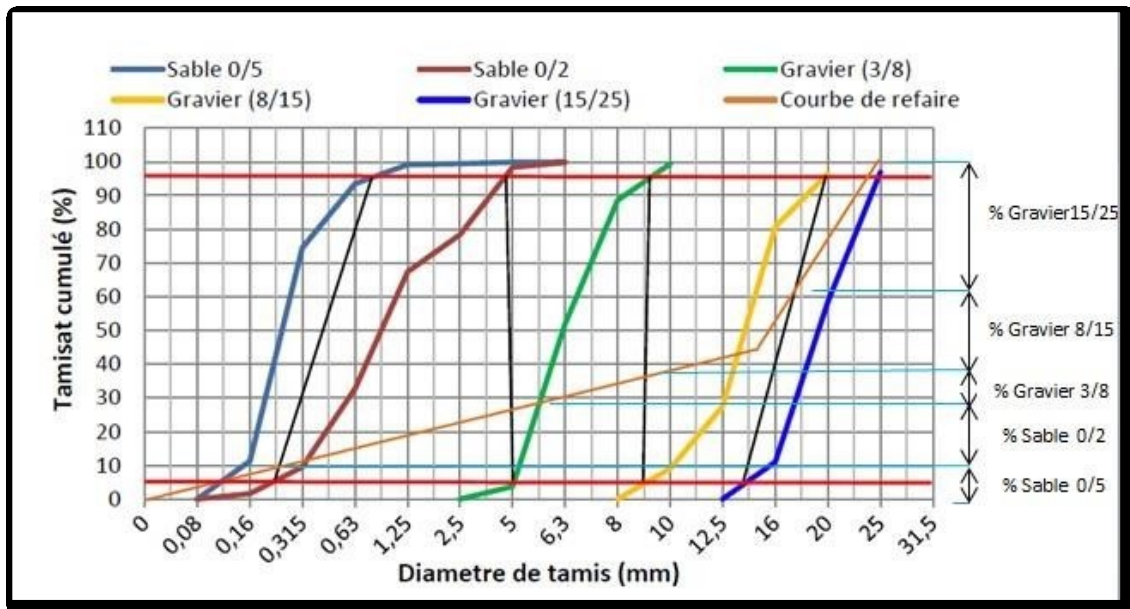


Figure II.5 : Graphique représentatif des courbes granulométrique

**N.B :** Les résultats du tamisage sont pris des travaux pratiques du module «durabilité» Enseignée 1<sup>ère</sup> année de master.

Ces résultats sont à présente employés pour formuler un béton de résistance :  $f_{c28} = 25$  MPa

- Exemple d'un dosage de béton :

Pour un béton de résistance caractéristique a la compression a 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPa on peut utiliser le dosage suivant :

Composant	Quantité (Kg)
Ciment	350
Eau (L)	201
Sable 0/5	189
Sable 0/2	490
Gravie 3/8	173
Gravier 8/15	615
Gravier 15/25	442
Adjuvant	0.0695

Tableau II.4 : Exemple de dosage d'un béton.

## 2. Résistance caractéristique du béton :

### a) Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à 28 jours noté  $f_{c28}$ , elle est choisie à priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

#### Pour $j < 28$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76j + 0.8} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{f_{c28}}{1.4 + 0.95j/c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

#### Pour $j > 28$

$$f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

### b) Résistance caractéristique du béton à la traction :

Le béton est un matériau fragile et peu résistant à la traction. La résistance à la traction du béton à «j» jour noté  $f_{tj}$  est déduite de celle de la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{c28} < 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa. On aura } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

## 3. Contraintes limites :

### a) Contrainte limite ultime à la compression $f_{bu}$ :

Selon Article.A.2.12 du BAEL91 :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

- $\theta$  : dépend de la durée d'application des combinaisons d'action

$$\theta = 1 \quad \text{Lorsque la durée probable d'application} > 24h$$

$$\theta = 0.9 \quad 1h \leq \text{Durée} \leq 24h$$

$$\theta = 0.85 \quad \text{Durée} < 1h$$

Tous les charges sont appliqués après **24h** d'où  $\theta = 1$

- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$$\gamma_b : 1.5 \text{ Situation durable et transitoire SDT} \rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b : 1.15 \text{ Situation accidentelle SA.} \rightarrow f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

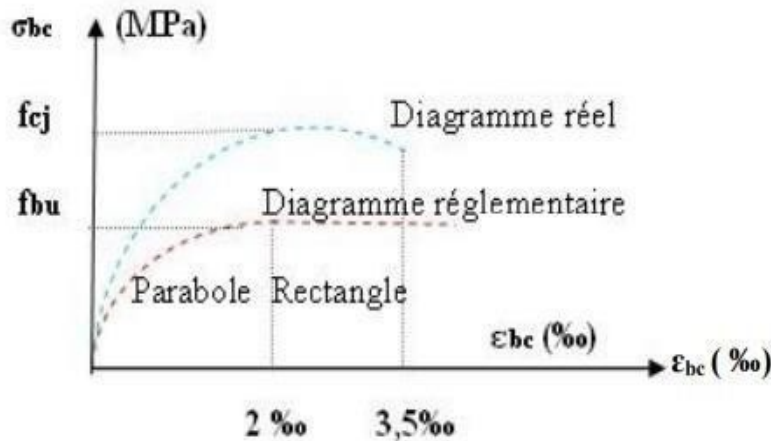


Figure II.6 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

**b) Contrainte à l'état limite de service (ELS) :**

Selon Article. A .4 .5 .2 du BAEL91 La contrainte admissible de compression est donnée par la relation

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Dans notre cas  $\sigma_c = 15 \text{ MPa}$

Donc le diagramme contrainte déformation est une droite représentée ci-dessous :

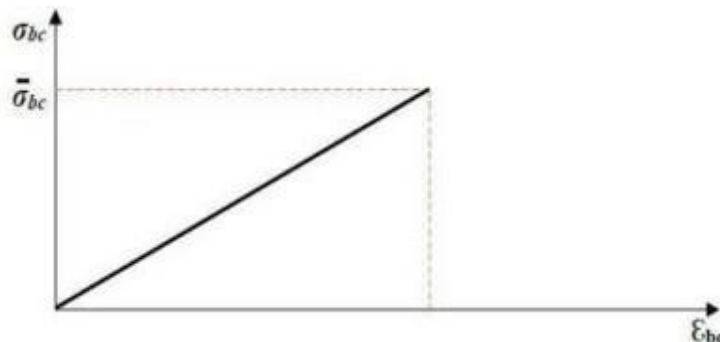


Figure II.7 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.

**c) Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement ultime  $\tau_u$  pour les armatures droites «  $\alpha = 90^\circ$  » est donnée par les expressions suivantes :

La contrainte de cisaillement doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

Dans le cas d'une fissuration peut préjudiciable (FPP)

$$\rightarrow \overline{r}_u = \min \left( \frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ si } \overline{r}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable : (FP, FTP)

$$\rightarrow \overline{r}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \text{ si } \overline{r}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

**4. Module de déformation longitudinale du béton :**

**a. Module de déformation longitudinale du béton « Module de Young »**

**❖ Module de déformation longitudinale instantané :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, le module de déformation longitudinal instantané du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = \frac{10000}{\sqrt{f_{c28}}} \text{ Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

❖ **Module de déformation longitudinale différé**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Sous des contraintes normales de longue durée d'application, le module de déformation longitudinal différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 37003\sqrt{f_{c28}} \quad \text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$$

**b. Module de déformation transversale du béton « Module de cisaillement »**

La valeur du module de déformation transversal est donnée par

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

E : Module de Young

: Coefficient de poisson  $\nu$

- $\nu = 0$  à l'ELU: pour le calcul des sollicitation
- $\nu = 0.2$  à l'ELS: pour le calcul des déformations

**VI) L'acier :**

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage. Il résiste très bien à la traction et à la compression. De plus, il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton et il présente une bonne qualité d'adhérence avec lui. Les diamètres utilisés sont : **8-10-12-14-16-20-25-32-40 [mm]** et se distinguent suivant leurs nuances et leurs états de surface.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Rond lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Haute adhérence	FeE400	400	310 - 490	22
	FeE500	500	390 - 490	25
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

**Tableau II.5** Classification des aciers suivant leurs surfaces et leurs nuances.

**1. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

Sa valeur est donnée expérimentalement :  $E_s = 2.10^5$  MPa

**2. Coefficient de poisson de l'acier :**

Le coefficient de poisson est pris égal à :  $\nu = 0.3$

**3. Caractères d'adhérence :**

Ils sont définis par le coefficient de fissuration  $\eta$  et le coefficient de scellement  $\psi_s$

Type	Coefficient de fissuration $\eta$	Coefficient de scellement $\psi_s$
Ronds lisses-Treillis soudés	1	1
Barres « HA »	1.6	1.6

**Tableau II.6** Caractère d'adhérence des aciers.

❖ **Contraintes limites dans les aciers :**

**a) Etat limite ultime ELU :**

La contrainte limite de la traction et de compression notée  $\sigma_s$  est donnée par la formule :

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

: Limite d'élasticité garantie  $f_e$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité:  $\begin{cases} \gamma_s = 1.5 \text{ situation transitoire SDT} \\ \gamma_s = 1.15 \text{ situation accidentelle SA} \end{cases}$

**b) Etat limite ultime ELS :**

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

- Fissuration peu préjudiciable « FPP » :  $\sigma = f_e = 347.83 \text{ MPa}$
- Fissuration préjudiciable « FP » :  $\sigma = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\frac{\eta f_e}{t_{28}}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$
- Fissuration très préjudiciable « FTP » :  $\sigma = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\frac{\eta f_e}{t_{28}}} \right) = 164.97 \text{ MPa}$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration:  $\begin{cases} 1 \text{ Acier rond lisse} \\ 1.6 \text{ Aciers haute adhérence} \end{cases}$

**❖ Diagramme contraintes – déformations :**

Le diagramme contraintes-déformations à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit:

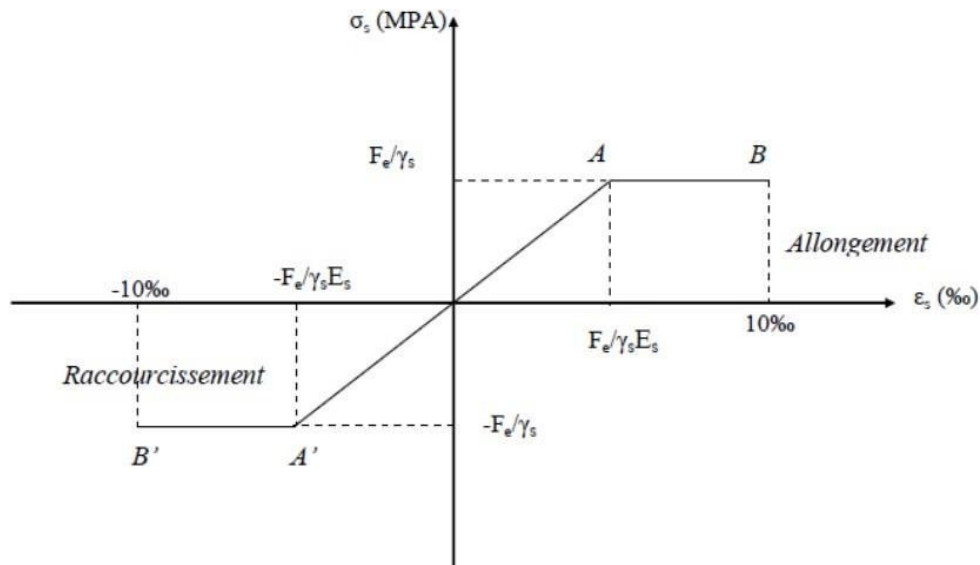


Figure II.8 Diagramme contraintes – déformations de l'acier

# **CHAPITRE III :**

## **Pré dimensionnement et Descentes des charges**

## CHAPITRE III : Pré dimensionnement et Descentes des charges

### I) Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments nous permet d'avoir et de déterminer l'ordre de grandeur au niveau du coffrage de chaque élément constituant l'ouvrage. Il est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément dû à la charge et surcharge. Pour cela on utilise les règlements suivants :

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

Le pré dimensionnement concerne : Les planchers, les poutres, l'escalier, les poteaux et les voiles. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement

### II) Pré dimensionnement éléments structuraux :

#### 1) Pré dimensionnement des planchers :

##### ❖ Définition :

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur (supporté les charges et les surcharges), et un rôle d'isolation thermique et acoustique

il est composé d'un corps creux, poutrelles et une dalle de compression.

Selon la condition de la flèche, l'épaisseur du plancher doit vérifier la relation suivante :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

$$L=375\text{cm} \text{ Donc: } h_t \geq \frac{460}{22.5} = 20.44 \text{ m}$$

On prend  $h_t=20\text{cm}$  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.

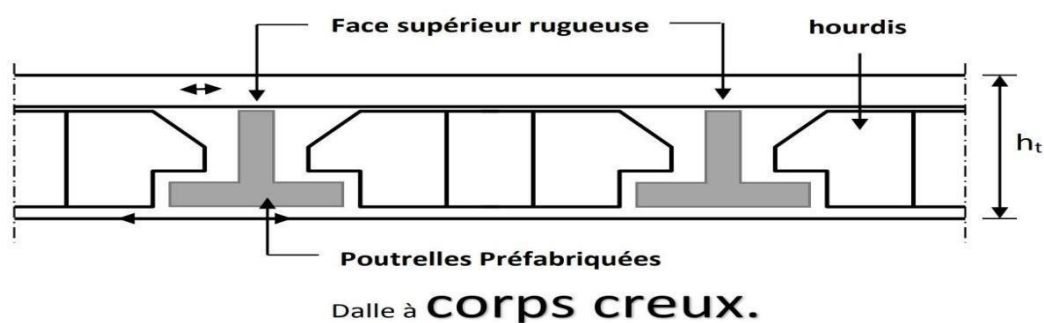


Figure III.1 : Dalle à corps creux

❖ **Les Poutrelles(nervures):**

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

Donc on adopte  $b_0=10cm$ .

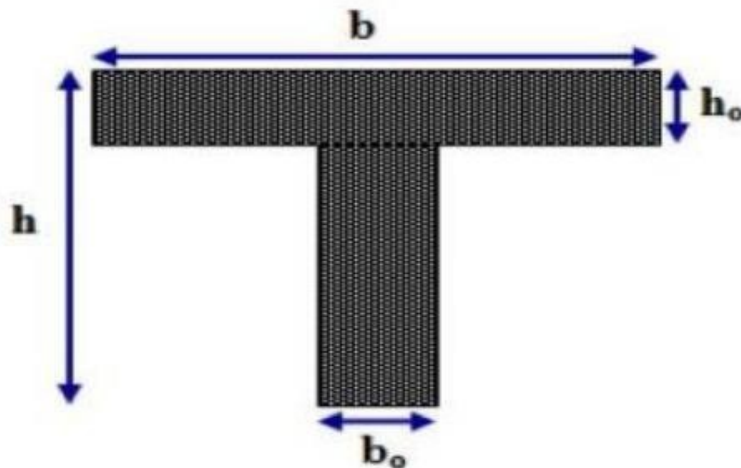


Figure III.2 : Coupe transversale d'une poutrelle

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

Donc  $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

2) **Pré dimensionnement des poutres :**

❖ **Définition :**

Une poutre est un solide à ligne moyenne droite, à section rectangulaire, en **T** ou en **I**, dont la portée est prise entre nus des appuis. Elle transmet les charges et surcharges appliquées sur le plancher aux éléments porteurs verticaux (**voiles et poteaux**).

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)**.

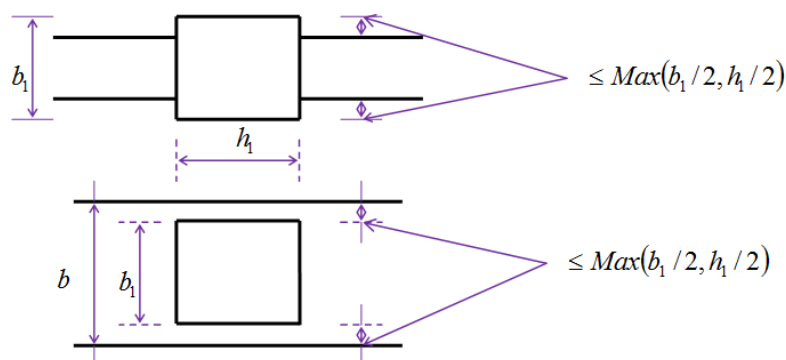


Figure III.3: Coffrage des poutres

❖ **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 :  $\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \end{cases}$  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

$$L_{max} = 5.2 - 0.40 = 4.80 \text{ m}$$

$$\frac{4.80}{15} \leq h \leq \frac{4.80}{10} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h \leq 48.0 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

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

- Vérification selon le RPA :  $\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Les trois conditions Vérifiées}$

**b) Sens transversale (Y-Y) :**

- Selon BAEL91

$$L_{max} = 5 - 0.40 = 4.60 \text{ m}$$

$$\frac{4.60}{15} \leq h \leq \frac{4.60}{10} \Rightarrow 30.66 \text{ cm} \leq h \leq 46.0 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

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

- Vérification selon le RPA :  $\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.16 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Les trois conditions Vérifiées}$

**Conclusion :**

Les dimensions des poutres dans les deux sens et pour tous les niveaux sont :

Poutres principales :  $h = 40 \text{ cm}$        $b = 30 \text{ cm}$

Poutres secondaires :  $h = 35 \text{ cm}$        $b = 30 \text{ cm}$

**3) Pré dimensionnement d'escalier :**

❖ **Introduction :**

Un escalier est un élément de jonction entre les différents niveaux constitué d'une suite de marche qui permet de faciliter la circulation verticale entre les différents niveaux en toute sécurité et confort. Dans notre cas, nous avons un seul type d'escalier (escalier à 3 volées et deux paliers de repos):

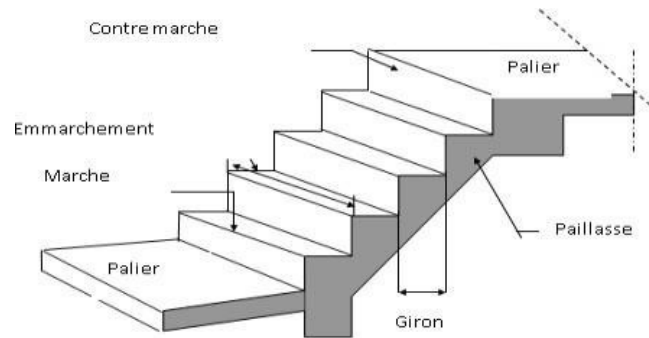


Figure III.4 : Schéma d'un escalier.

Dans notre projet on a un seul type d'escalier, qui est un escalier droit en béton armé. Et on a deux types 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 :**

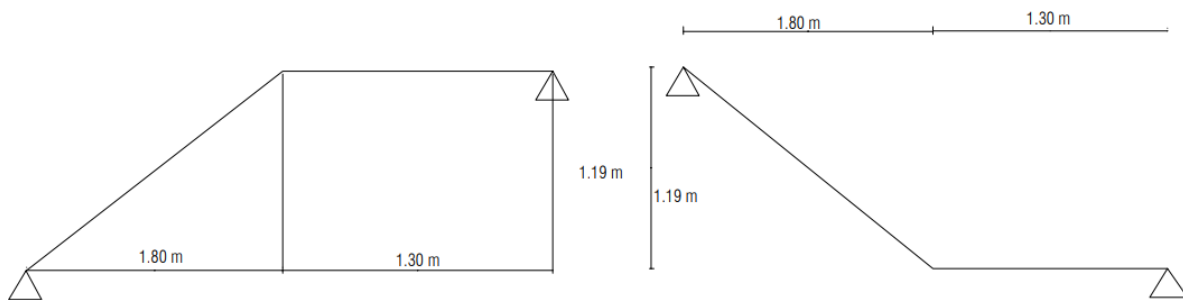


Figure III.5 : schéma statique d'escalier type 1

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches « g et h » on utilise la relation de :

**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.**

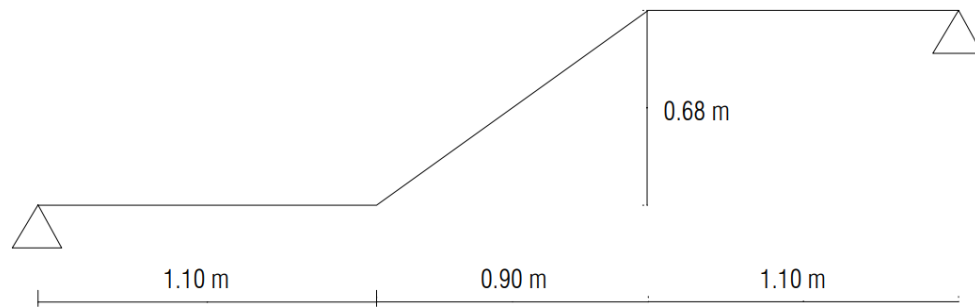
- $N_c$  : nombre de contre marche (type 1) :  $N_c = \frac{H}{h} = \frac{119}{17} = 7 \Rightarrow N_c = 7$  contre marches.
- $n$  : nombre de marche :  $n - 1 = 7 - 1 = 6 \Rightarrow n = 6$  marches.
- L'angle d'inclinaison :  $\text{tg} \alpha = \frac{119}{180} = 0.661 \Rightarrow \alpha = 33.46^\circ$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

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

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

**On adopte  $e_{palier} = e_{paillasse} = 15 \text{ cm}$ .**

**Type 2 :**



**Figure III.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.**

- $N_c$  : nombre de contre marche (type 2) :  $N_c = \frac{H}{h} = \frac{68}{17} = 4 \Rightarrow \mathbf{N_c = 4}$  contre marches
- $n$  : nombre de marche :  $n - 1 = 4 - 1 = 3 \Rightarrow \mathbf{n = 6}$  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  $ep_{palier} = ep_{paillasse} = 15 \text{ cm}$**

#### 4) Pré dimensionnement de l'acrotère :

##### ❖ Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé exposé aux intempéries, destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, il participe à la protection de l'étanchéité, il est assimilé à une console verticale encastrée au niveau de la terrasse.

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

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

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

$$S_{acr} \times \gamma_{béton} = 2500 \times 0,0587 = 146,75 \text{ kg/ml.}$$

$$G_{acr} = 211,01 \text{ kg/ml}$$

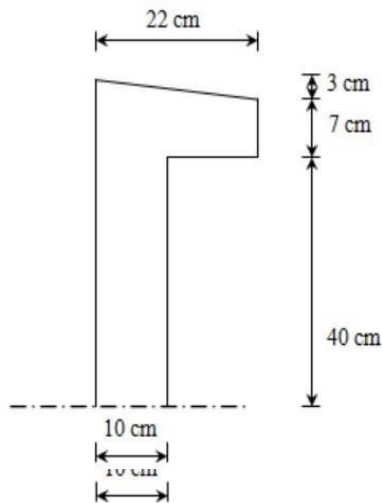


Figure III.7 : Schématisation de l'acrotère.

### III) Descentes des charges :

On appelle descente de charge, le principe de distribution des charges sur les différents éléments que compose la STR d'un bâtiment.

La descente de charge a pour but de déterminer, pour chaque élément de la STR, Les charges permanentes et surcharges d'exploitation qu'il doit supporter et acheminer aux fondations

#### a) Plancher corps creux terrasse (inaccessible) :

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

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

#### b) Planchers : RDC et étage courant :

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

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

**c) Balcon :**

1. Carrelage 2cm = 0.44 kg/ m<sup>2</sup>
  2. Chape 2cm = 0.40kg/ m<sup>2</sup>
  3. Lit de sable 3cm = 0.51 kg/ m<sup>2</sup>
  4. Dalle pleine (e) = 4.00 kg/m<sup>2</sup>
  5. enduit ciment 3cm = 0.54 kg/m<sup>2</sup>
  6. Cloisons : 1.00 kg/ m<sup>2</sup>
- G<sub>balcon</sub> = 6.89kg/ m<sup>2</sup> et Q<sub>balcon</sub> = 3.50 kg/ m<sup>2</sup>**

**d) Maçonnerie :**

1. Parois extérieure (15cm) = 1.35 kN/m<sup>2</sup>
  2. Parois intérieure (10cm) = 0.90 kN/m<sup>2</sup>
  3. Enduit de plâtre (2cm) = 0.20 kN/m<sup>2</sup>
  4. Enduit de ciment (3cm) = 0.54 kN/m<sup>2</sup>
- G<sub>maç</sub> = 2.99 kN/m<sup>2</sup>**

**e) Escalier :**

❖ **Volée :**

1. Poids propre de la volée = 4.3103 kN/m<sup>2</sup>
  2. Poids de la marche = 1.87 kN/m<sup>2</sup>
  3. Carrelage granito = 0.44 kN/m<sup>2</sup>
  4. Chappe (2cm) = 0.40 kN/m<sup>2</sup>
  5. Enduit de ciment = 0.36 kN/m<sup>2</sup>
- G<sub>volée</sub> = 7.38 kN/m<sup>2</sup> et Q<sub>volée</sub> = 2.50 kN/m<sup>2</sup>**

❖ **Palier :**

1. Poids propre du palier (e<sub>pa</sub>) = 3.75 kN/m<sup>2</sup>
  2. Lit de sable (3cm) = 0.51 kN/m<sup>2</sup>
  3. Chape (2cm) = 0.40 kN/m<sup>2</sup>
  4. Enduit de ciment = 0.36 kN/m<sup>2</sup>
  5. Carrelage = 0.44 kN/m<sup>2</sup>
- G<sub>palier</sub> = 5.46 kN/m<sup>2</sup> et Q<sub>palier</sub> = 2.50 kN/m<sup>2</sup>**

**f) Les voiles :**

1. Poids propre du voile (e<sub>v</sub>) = 5.00 kN/m<sup>2</sup>
  2. Enduit de ciment = 0.54 kN/m<sup>2</sup>
  3. Enduit de plâtre = 0.20 kN/m<sup>2</sup>
- G<sub>voile</sub> = 5.74 kN/m<sup>2</sup>**

**5) Pré dimensionnement des poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue sous charges verticales engendrant une compression centrée, d'après l'article B.8.4.1 du CBA93, l'effort normal ultime Nu agissant sur un poteau doit être au plus égal à 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<sub>r</sub> : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie

A<sub>s</sub> : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul

f<sub>c28</sub> : résistance à la compression de béton.

$f_e$ : limite d'élasticité de l'acier utilisé

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right) \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

D'après l'article 7.4.2.1 le pourcentage minimal des armatures longitudinales qui doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets pour la **zone III** est de **0.009**

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

On fixe  $\lambda = 35 \leq 50$

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

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

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

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

$$B_r \geq 0.0652 N_u$$

**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  $N_{ult}$**

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

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

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

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

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

La charge d'exploitation est la même pour 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.

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

$$N_Q = 0.11 \text{ MN}$$

$$N_u = 1.35 \times 0.65 + 1.5 \times 0.11 = 1.042 \text{ MN}$$

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

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

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le (RPA99 Art.7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la **zone I** :

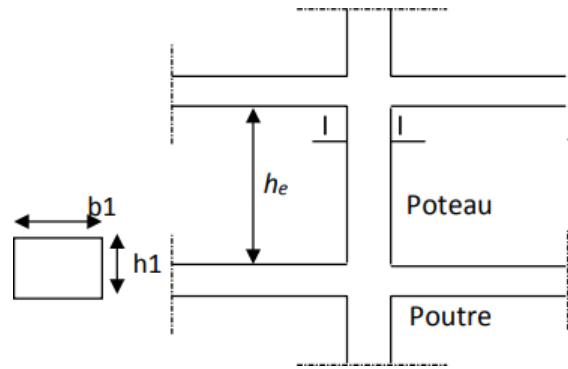


Figure III.8 : Coupe du poteau en élévation

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{Min}(40,40) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{Vérifié}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \rightarrow \text{Min}(35,35) = 40\text{cm} \geq 306/20 = 15.3\text{cm} \rightarrow \text{Vérifié}$$

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

**Conclusion :**

Donc on opte pour un poteau carré (40×40) cm<sup>2</sup>

**6) Pré dimensionnement des voiles :**

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7.7 du RPA99/Version 2003, les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux, (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux (cela dépend de la conception)

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les charges horizontales ; effet de séisme et du vent.

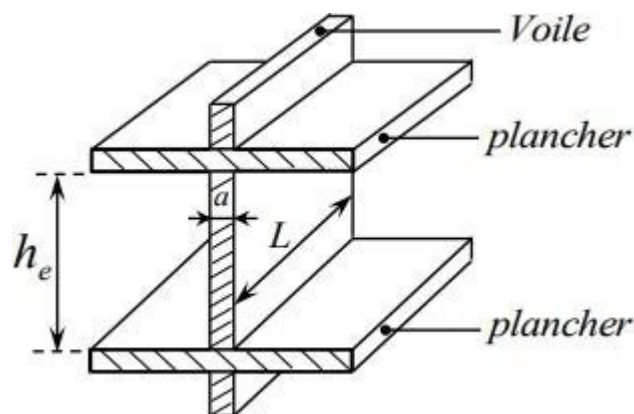


Figure III.9 : Coupe des voiles en élévation.

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.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué sur la figure suivante :

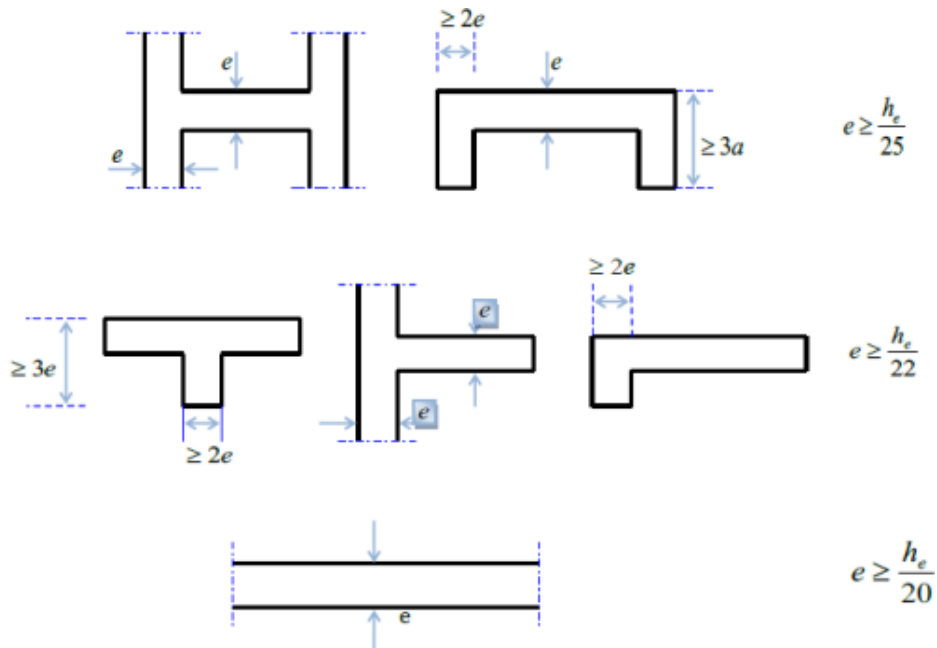


Figure III.10 ; Coupe de voile en plan

Soit :  $e \geq \max \left[ \frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right]$       $h_e = 3.06 - 0.25 = 2.81 \text{ m}$

$e \geq \max [11.24 \text{ cm} ; 12.17 \text{ cm} ; 14.05 \text{ cm}]$       $e \geq 15 \text{ cm}$

**Conclusion :**

On adopte  $e=20\text{cm}$  pour les Voiles transversaux et longitudinaux

**CHAPITRE IV :**  
**Ferraillage Des Éléments**  
**Secondaire**

## CHAPITRE IV ; Ferrailage Des Éléments Secondaire

### I) Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions horizontales appliquées, Ils sont ceux peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée. Le présent chapitre sera consacré aux calculs des éléments suivants :

- ❖ L'acrotère
- ❖ Le balcon.
- ❖ Les escaliers.
- ❖ Le plancher en dalle pleine

### II) L'acrotère:

#### 1. Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé exposé aux intempéries, dont la réalisation est indispensable, pour des raisons de sécurité et d'étanchéité, il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Cet élément est exposé directement au soleil et donc le ferrailage de l'acrotère se fera de manière forfaitaire.

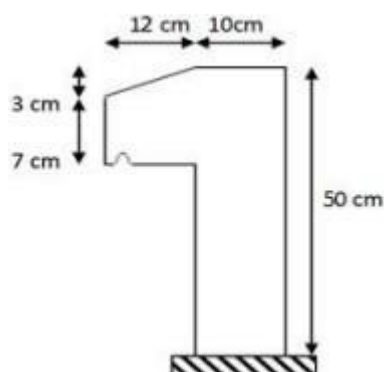


Figure IV.1: Section ferraillée de l'acrotère

#### 2. 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.

#### 3. Action sismique:

Selon l'article 6.2.3 du RPA99, l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale  $F_p$  due au séisme, calculé comme suit :

$$F_p = 4 C_p A W_p$$

Avec :  $A$ : coefficient d'accélération,  $A = 0,10$  (groupe d'usage2 ; Zone I)

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

$W_p$ : poids de l'acrotère,  $W_p = 211,01$  kg/ml

$$F_p = 4 \times 0,3 \times 0,10 \times 211,01$$

$$F_p = 25,321 \text{ kg/ml} < Q = 100 \text{ kg/ml}$$

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. Ferrailage :

##### a) Armature longitudinale :

D'après le CBA93 article B.5.3.1 pour les éléments secondaires exposés aux intempéries, la section d'acier minimale sera égale à :

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

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 : **4T8/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 :

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

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

##### d) Croquis de ferrailage

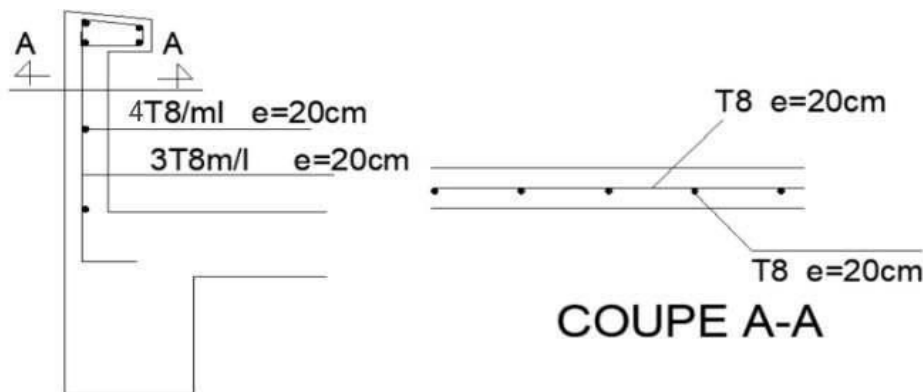


Figure IV.2: coupes de ferrailage de l'acrotère

### III) Balcons :

Le balcon est calculé comme une console, pour une bande de 1 m de largeur

#### 1. Schéma statique :

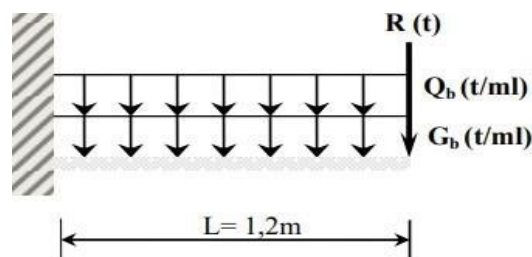


Figure IV.3 Schéma statique d'un balcon

## 2. Evaluation des charges :

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

## 3. Ferrailage :

La fissuration est jugée préjudiciable.

Le ferrailage se fera à l'ELU et à l'ELS, en flexion simple.

### a) 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 à l'encastrement :

$$M_u = \left( \frac{G_u \times L^2}{2} \right) + (P_u \times L)$$

$$M_u = 1,343 \text{ t.m}$$

#### ❖ Ferrailage :

$$b = 1m$$

$$\text{Pour : } \{ \quad h = 0.16m$$

$$d = 0.9h = 0.144m$$

$$\mu_{bu} = M_u / (b_o \times d^2 \times f_{bu}) = 0.0457 < 0.186 \text{ _pivot A, donc } \acute{A}_s = 0$$

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

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

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

#### Vérification selon le CBA 93 :

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

### b) 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 à l'encastrement :

$$M_{ser} = \left( \frac{G_{ser} \times L^2}{2} \right) + (P_{ser} \times L)$$

$$M_{ser} = 0.965 \text{ t.m}$$

#### ❖ Ferrailage :

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

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

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

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

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

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

**Conclusion**

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

**Armatures de répartition**

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

**4. Croquis du ferrailage du balcon**

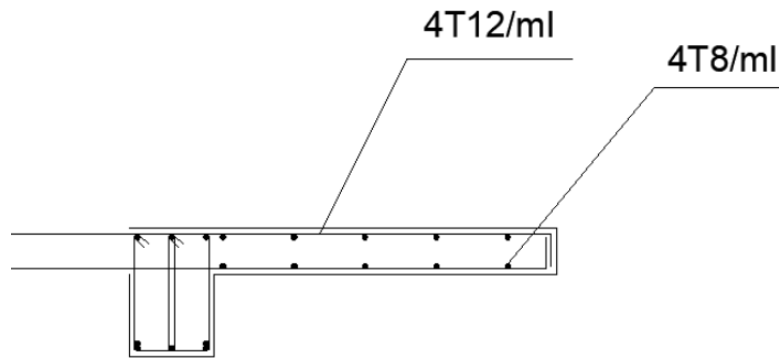


Figure IV.4 : Croquis de ferrailage du balcon

**IV) Les escaliers :**

**1. Définition :**

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, comme ils sont des éléments bien protégés dans le bâtiment, et leurs calculs se feraient sur une bande de 1m en fissuration peut être préjudiciable .

**2. Evaluation des charges :**

$$G_v = 0.738 \text{ t/ml}$$

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

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

**3. Combinaison de calcul :**

Escalier	G (t/m <sup>2</sup> )	Q (t/m <sup>2</sup> )	ELU (KN/ml)
Volée	0.738	0.250	13.70
Palier	0.546	0.250	11.12

Tableau IV.1: Combinaison des charges

**a) Détermination des sollicitations :**

➤ **Type 1 :**

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

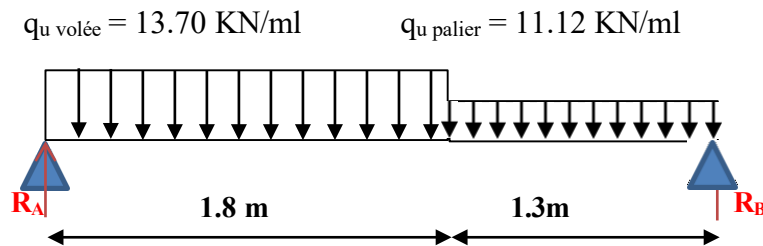


Figure IV.5 : schéma statique d'escalier type 1

**1. Réaction des appuis :**

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

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

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

**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 :  $0 \leq x \leq 1.8\text{m}$

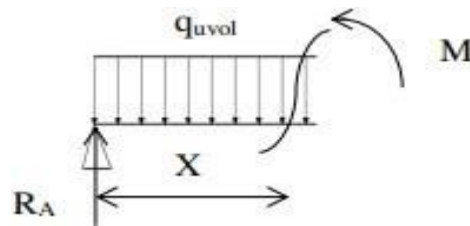


Figure IV.6 : section de calcul

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

$$M(x) = R_A x - (q_u \text{ vol} \frac{x^2}{2})$$

$$x = 0 \Rightarrow T = 18.584 \text{ KN}$$

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

$$x = 0 \Rightarrow M = 0 \text{ KN}$$

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

- Section II-II :  $1.8 \leq x \leq 3.1\text{m}$

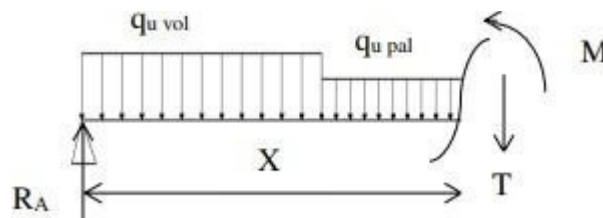


Figure IV.7 : section de calcul

$$T(x) = R_A - 1.8q_u \text{ vol} - q_u \text{ palier} \times (x - 1.8)$$

$$M(x) = R_A x - 1.8(x - \frac{1.8}{2}) q_u \text{ vol} - \frac{(x-1.8)^2}{2} q_u \text{ palier}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 3.1 \Rightarrow T = -20.532 \text{ KN} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 3.1 \Rightarrow M = 0 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**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 encastré donc ils doivent équilibrer un moment

$M_a = -0.2 M_{\text{max}}$  qui conduit à un moment réduit en travé :  $M_t = 0.8 M_{\text{max}}$

❖ Moment en appuis :

$$M_a = -0.2 M_{\text{max}} = -2.523 \text{ KN.m}$$

❖ Moment en travée :

$$M_t = 0,8 M_{\max} = 10.091 \text{ KN.m}$$

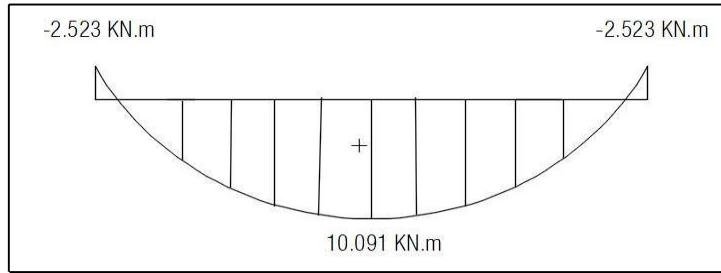


Figure IV.8 Diagrammes des moments

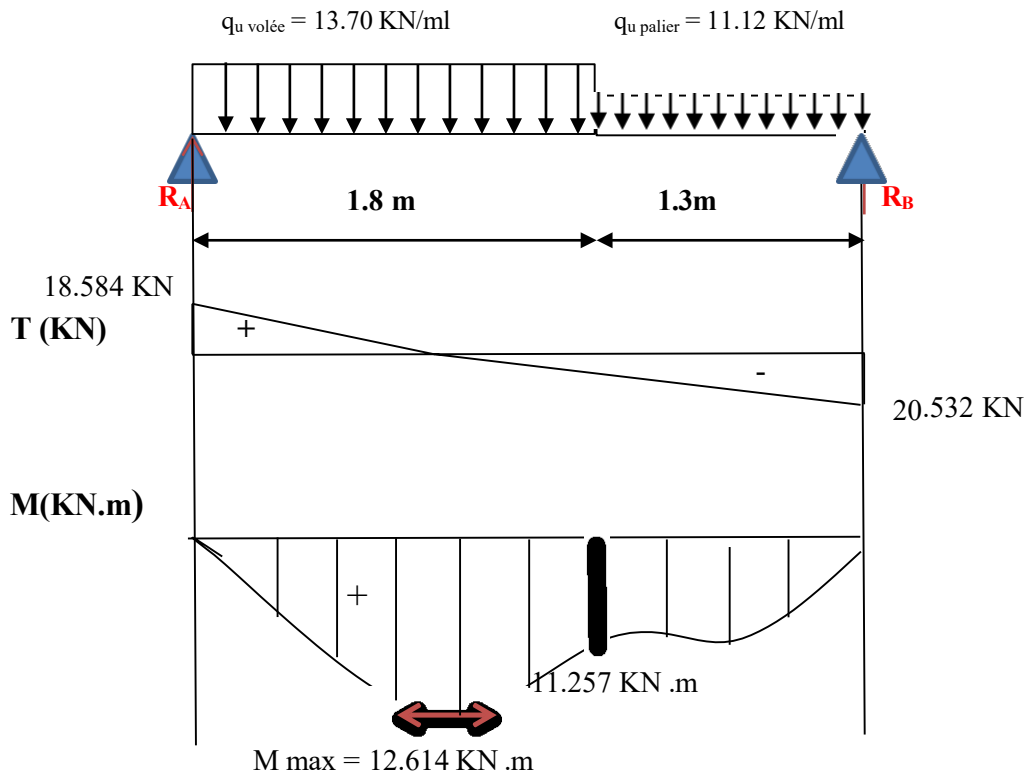


Figure IV.9: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU

**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') :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.091 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 15.3^2} = 0.030 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

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 cm<sup>2</sup>/ 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 cm<sup>2</sup>/ ml

T10 → e = 15 cm

➤ **En appuis :**

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

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

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

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

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

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

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

• **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 → A=4.52 cm<sup>2</sup>/ 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 cm<sup>2</sup>/ ml

T10 → e = 15 cm

➤ **Type 2 :**

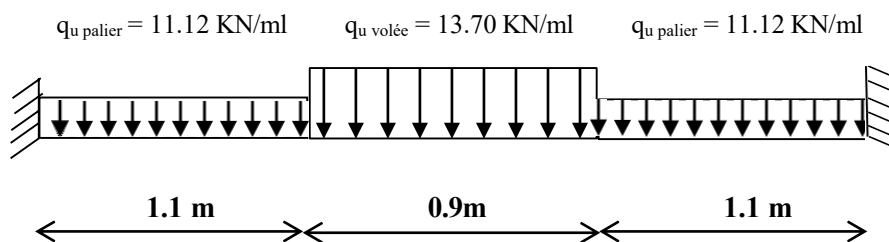


Figure IV.10 : schéma statique d'escalier type 2

**Calcul de la charge équivalente :**

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

**Calcul Mmax:**

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

**Remarque :** les appuis sont semi encastré 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]**

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

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

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

Choix : 4T12 → A=4.52 cm<sup>2</sup>/ ml

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

• **Les armatures de répartitions :**

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

Choix : 4T10 → A=3.14 cm<sup>2</sup>/ ml

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

➤ 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 cm<sup>2</sup>/ 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 cm<sup>2</sup>/ ml

T10 → e = 15 cm

#### 4. Croquis de ferrailage :

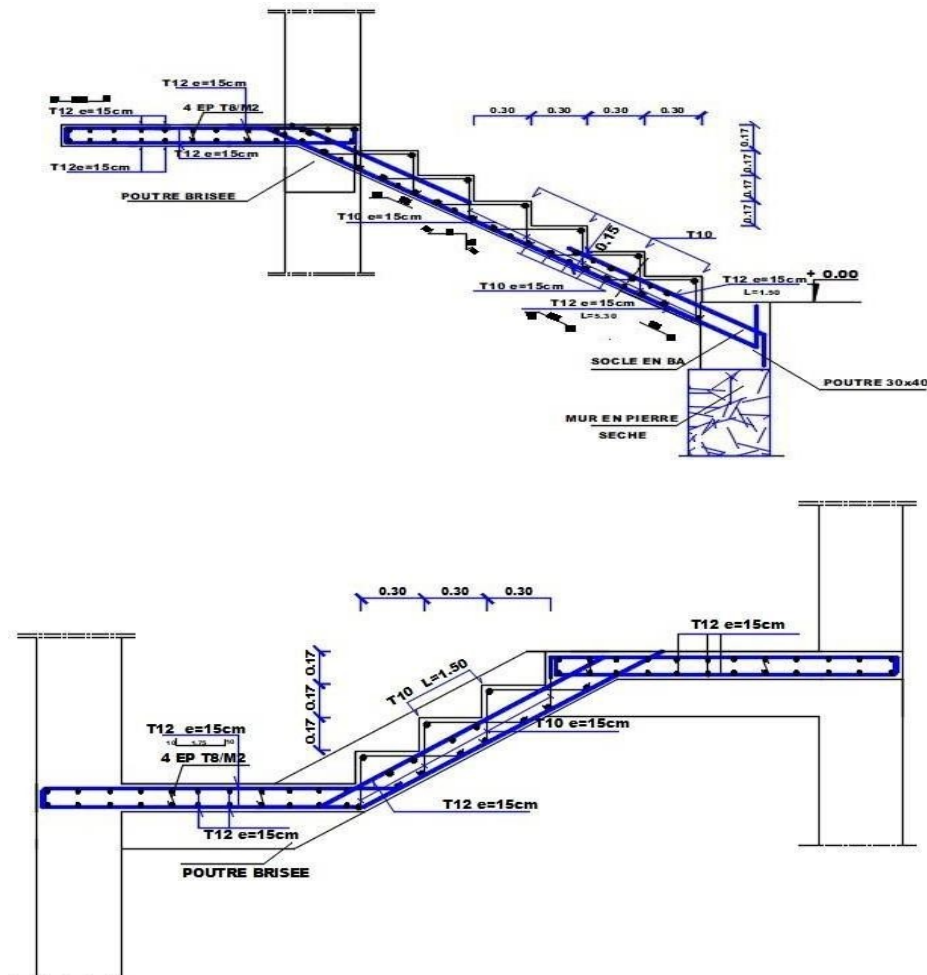


Figure IV.11: Ferrailage d'escalier type 1 et 2

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

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

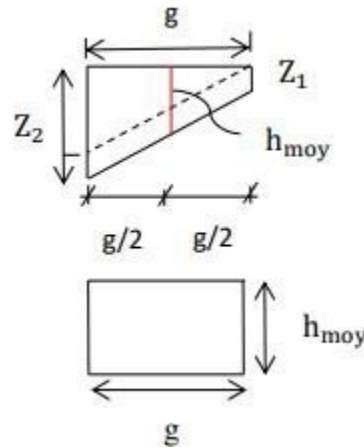


Figure IV.12 : section transversale de calcul D'une marche porteuse

$$h_{moy} = \frac{Z_1 + Z_2}{2} = \frac{2Z_1 + h}{2}$$

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

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

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

**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<sup>2</sup>(α) × g).....10,70 daN/m

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

❖ **Charges d'exploitation :**

Locaux à usage d'habitation ou bureau Q = 2,5 KN/ml ⇒ P= 2,5× 0.3 = **0,75 KN/ml**

❖ **Combinaison fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

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

**d) Calcul du ferrailage :**

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

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

• **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  $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347.83 \text{ MPa}$

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

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

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

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

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

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

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

$$\text{Choix : } 2\text{T}10 \rightarrow A = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T}10 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

e) **Croquis de ferrailage :**

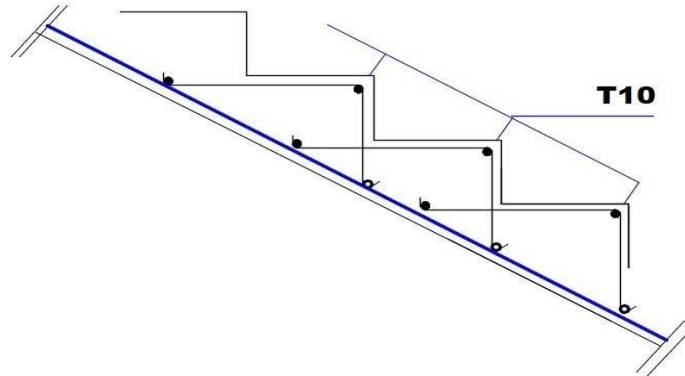


Figure IV.13 : Ferrailage à marche porteuses

**4. 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.

**a) 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 :**

$$h = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

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

Donc ; la section de la poutre brisée est de dimensions (30×35) cm<sup>2</sup>

**b) Evaluation des charges :**

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

$g_p$  et  $g_{\text{mur}}$  : 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 du marches porteuses.

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

• **Calcul du poids propre 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 :  $g_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times \frac{he}{2}$**

Poids du mur :  $G_{\text{mur}} = 2,99 \text{ KN/m}^2$  (chapitre II pré- dimensionnement).

$$\text{Hauteur libre: } he = 3,06 - 0,40 = 2.66 \text{ m} \Rightarrow g_{\text{mur}} = 2.99 \times \frac{2.66}{2} = 3.977 \text{ KN/ml}$$

• **Combinaisons fondamentales :**

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

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

$$g_{\text{mur}} = 1,35 \times 3.977 = 5,368 \text{ KN/ml}$$

$$q_{2u} = \frac{n \times q_u \times l}{8} = 13.383 \text{ KN/ml}$$

(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 :

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

### c) 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') :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.482 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times 27^2} = 0.021 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

Choix : 3T12 → A=3.39 cm<sup>2</sup>/ 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]**

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

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

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

Choix : 3T12 → A=3.39 cm<sup>2</sup>/ ml

f) Croquis de ferrailage :

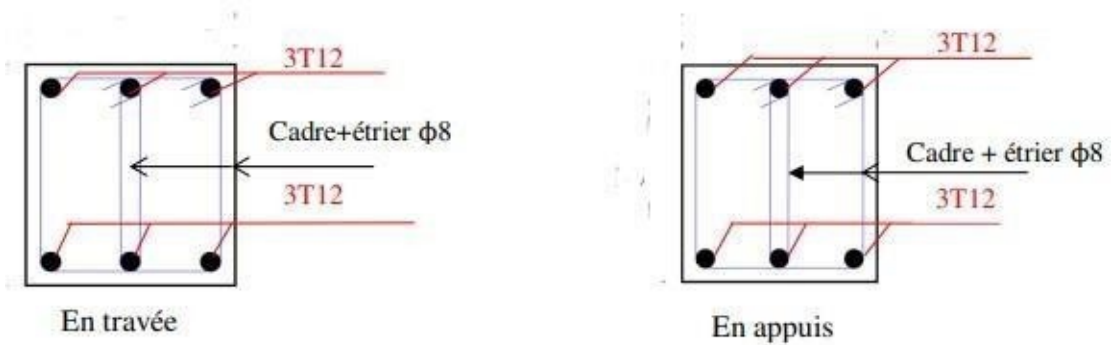


Figure IV.14: Schéma de ferrailage de la poutre palière

V) Les dalles :

1) Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux (différents planchers, escalier, acrotère et balcons). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation considéré, calcul des sollicitations les plus défavorable puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectent la réglementation en vigueur.

2) 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 efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- ❖ Méthode forfaitaire
- ❖ Méthode de caquot
- ❖ Méthode des trois 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 :**

Qterr =	1	< min (2G; 5 KN/m <sup>2</sup> ),.....	<b>Vérifiée</b>
Qetage=	1.5	< min (2G; 5 KN/m <sup>2</sup> ),.....	<b>Vérifiée</b>

**2- Condition des portées successives :**

**0,80 ≤ L1/L2 ≤ 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 :**

<b>Lmax (m)</b>	4.60	<b>fc28 (Mpa)</b>	25	<b>Fe(Mpa)</b>	400
<b>b (m)</b>	0.10	<b>gama b</b>	1.50	<b>Ft28 (Mpa)</b>	2.10
<b>d (m)</b>	0.18	<b>gama s</b>	1.15	<b>fbu</b>	14.17

Extraction des moments par la méthode forfaitaire :

Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	qu (KN/m <sup>2</sup> )	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)	μbu	α	Z (m)	Au (cm <sup>2</sup> /ml)	Acnf (cm <sup>2</sup> )	Aadopté (cm <sup>2</sup> /ml)
Terrasse	Travée	0.014	0.313	0.485	0.145	2.85	0.79	<b>2.85</b>
	Appuis	0.008	0.184	0.256	0.162	1.50	0.79	<b>1.50</b>
Etage courant	Travée	0.014	0.312	0.484	0.145	2.84	0.79	<b>2.84</b>
	Appuis	0.008	0.184	0.256	0.162	1.50	0.79	<b>1.50</b>

Niveau	Section	Nombre de barre
Terrasse	Travée	3HA12
	Appuis	Fil 1HA12+ Ch 1HA10
Etage courant	Travée	3HA12
	Appuis	Fil 1HA12 + Ch 1HA10

**III-Verification :**

1-ELu :

Armatures transversales

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales

$\phi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales

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

On opte :  $2\phi_8 \rightarrow A_t = 1.00 \text{ cm}^2$

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 :

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

	Mu(KN.m)	Ms(KN.m)	$\alpha$	y	$(y-1)/2 + f_{c28}/100$	Observation
<b>Travée</b>	14.36	10.48	0.387	1.37	0.435	<i>vérifiée</i>
<b>Appuis</b>	8.45	6.16	0.256	1.37	0.435	<i>vérifiée</i>

2- Vérification au cisaillement :

Suivant l'article A.5.1.3 du CBA 93 :

Fissuration peu nuisible :

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

$$= 3.3333333 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = 0.82 \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

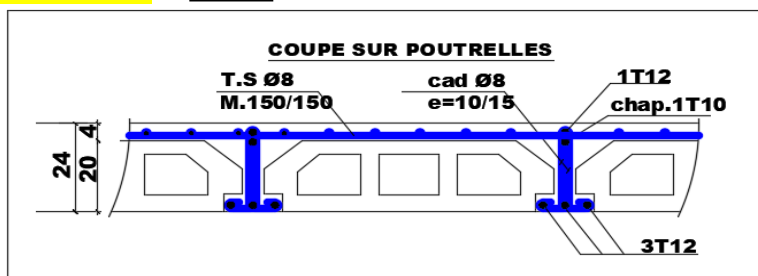


Figure IV.15: Croquis de ferrailage des dalles

# **CHAPITRE V :**

## **Etude Sismique et Dynamique**

## CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE

### **I) Introduction :**

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces dernières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort sismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [RPA99 version2003].

### **II) Choix de la méthode de calcul :**

Pour estimer la force sismique, le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) propose trois méthodes différentes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### **a. Méthode statique équivalente (MSE) :**

##### **1. Conditions d'application.**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99 version2003. Notre bâtiment satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, donc la méthode peut être utilisée.

##### **2. Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

##### **3. Modélisation :**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

##### **4. Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule (art4.2.3 du RPA99/V2003) :

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

**A :** Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA99/V2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone I + groupe d'usage 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

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement

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

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

Portiques - béton armé :  $\xi=7$

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

$T$ : Période fondamentale de la structure (art 4.2.4, du RPA99/V2003).

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

$h_N$ : hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$h_N = 18.36$  m

$C_T$ : coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné 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)

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

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

Sens (x-x)	Sens (y-y)
$D_x = 27.28$ m	$D_y = 21$ m
$T_x = 0.09 h_N / \sqrt{27.28}$	$T_y = 0.09 h_N / \sqrt{21}$
$T_x = 0.316$ s	$T_y = 0.360$ s

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

Donc :  $D_x = 2.5\eta = 2.205$  m

$D_y = 2.5\eta = 2.205$  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:

Critère (q)	Observé	Pq /x-x	Observé	Pq /y-y
1- C <sup>dt</sup> 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

Tableau V.1: Valeurs des pénalités Pq.

Donc :  $Q_x = Q_y = 1.20$

R : Coefficient de comportement de la structure, sa valeur dépend de système de contreventement (Tab 4.3 du RPA99/V2003).

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

❖ **Poids total de la structure.**

W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i).

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

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes

$W_{Qi}$  : la charge d'exploitation

$\beta$  : 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 :  $W = \sum w_i = 22761,61 \text{ KN}$

$$V_x = \frac{0.10 \times 2.205 \times 1.20}{3.5} \times 22761,61 = 1720.777 \text{ KN}$$

$$V_x = 1720.777 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.10 \times 2.205 \times 1.20}{3.5} \times 22761,61 = 1720.777 \text{ KN}$$

$$V_y = 1720.777 \text{ KN}$$

## b. Méthode dynamique modale spectrale (MMS) :

### 1. Domaine d'application :

Il s'agit de la méthode la plus utilisée pour le calcul des structures du fait de sa simplicité, elle est bien adaptée aux moyens de calcul des ingénieurs. Elle peut être utilisée dans tous les cas et en particulier lorsque la « méthode statique équivalente » n'est pas applicable (RPA 99/version 2003 art.4.1.2).

### 2. Principe :

A travers cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets seront par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### 3. Modélisation :

Pour le calcul sismique selon la méthode spectrale le RPA propose 3 modélisations :

- Bâtiments **réguliers** comportant des planchers rigides : le modèle de calcul dans chaque direction est « la console à masses concentrées au niveau des centres de gravités des planchers » avec un seul DDL en translation horizontale dans chaque direction.
- Bâtiments **irréguliers** comportant des planchers rigides et exposés à la torsion : modèle de calcul tridimensionnel avec masses concentrées au centre de gravité des planchers avec 3DDL (2 translations + 1 rotation)



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

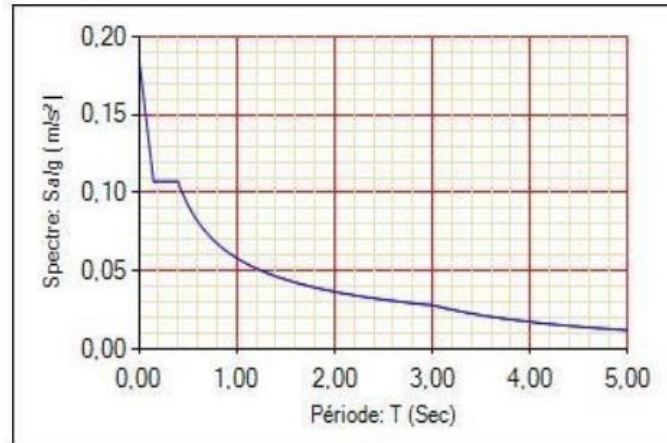


Figure V.2 : Spectre de réponse

Avec :

T : Période de vibration du mode considéré.

T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub> : 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<sub>1</sub> = 0.15s (Tableau 4.7 RPA99/version2003)

T<sub>2</sub> = 0.50s

**Périodes et coefficients de participation modaux :**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	2.99	0.33	0.01	72.86	0.0	0.01	72.86	0.0	2276161.32	2276161.32
3/ 2	3.38	0.30	72.85	72.87	0.0	72.84	0.01	0.0	2276161.32	2276161.32
3/ 3	4.77	0.21	72.85	72.87	0.0	0.00	0.00	0.0	2276161.32	2276161.32
3/ 4	8.85	0.11	72.86	73.33	0.0	0.00	0.46	0.0	2276161.32	2276161.32
3/ 5	10.54	0.09	72.86	90.10	0.0	0.00	16.77	0.0	2276161.32	2276161.32
3/ 6	12.20	0.08	91.25	90.10	0.0	18.39	0.00	0.0	2276161.32	2276161.32
3/ 7	13.11	0.08	91.25	90.10	0.0	0.00	0.00	0.0	2276161.32	2276161.32
3/ 8	15.87	0.06	91.35	90.11	0.0	0.10	0.01	0.0	2276161.32	2276161.32
3/ 9	16.88	0.06	91.35	93.84	0.0	0.00	3.73	0.0	2276161.32	2276161.32
3/ 10	17.25	0.06	91.35	93.87	0.0	0.00	0.03	0.0	2276161.32	2276161.32

Tableau V.2 : Périodes et facteurs de participation modaux (modélisation initial).

**Interprétation :**

Le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

Le 1er mode est un mode de translation selon l'axe Y de 72.86 %

Le 2ème mode est un mode de translation selon l'axe X de 72.84 %

Le 3ème mode est un mode de torsion pure

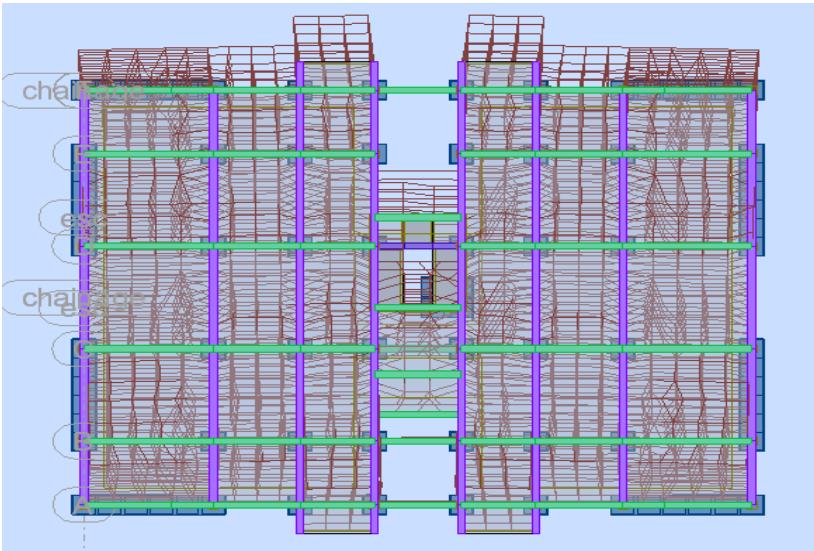


Figure V.3 : Premier mode de vibration

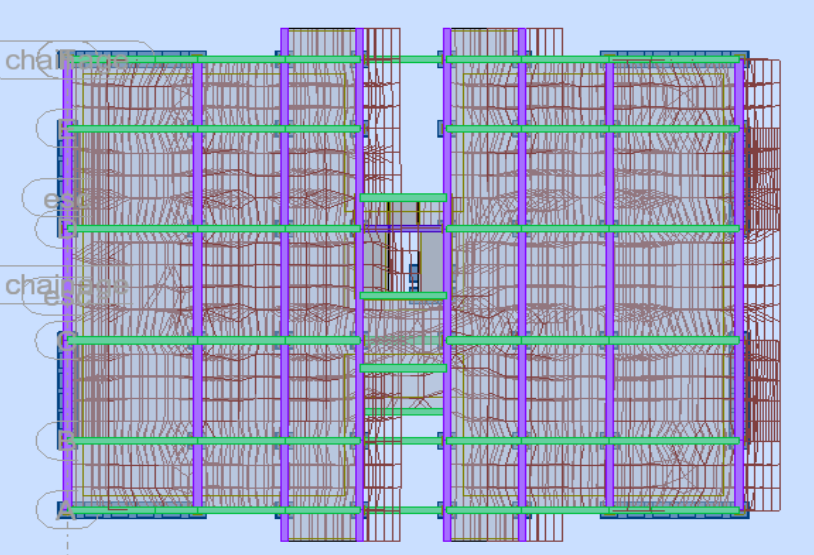


Figure V.4 : Deuxième mode de vibration

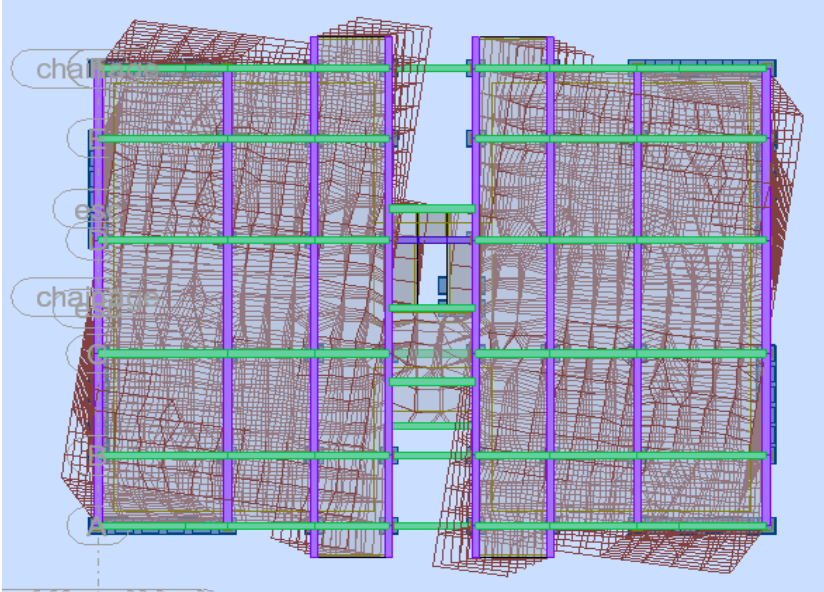


Figure V.5 : Troisième mode de vibration

**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.

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Niveau	FX [kN]	FY [kN]
RDC	1603.34	1596.60
1	1450.85	1417.10
2	1311.20	1270.21
3	1117.67	1070.04
4	865.57	807.91
5	529.44	491.97

Tableau V.2: Efforts tranchants à chaque niveau.

❖ **Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente**

• **Résultante des forces sismiques à la base Vt :**

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,  $V_t = 1603.34$  KN
- Effort tranchants sismique dans le sens Y,  $V_t = 1596.60$  KN

**Comparaison des deux méthodes :**

	$E_x$ (KN)	$E_y$ (KN)	$0.8 \times V_{statique} < V_{dynamique}$
$0.8 \times V_{statique}$	1376.62	1376.62	<u>Condition vérifiée</u>
$V_{dynamique}$	1603.34	1596.60	<u>Condition vérifiée</u>

TableauV.3 : Vérification de la résultante sismique.

**6. Calcul des déplacements :**

Selon RPA99 Version 2003 art 5-10, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit (SelonRPA99 Version 2003 art 4-4-3):

$$\delta_k = R \times \delta e_k$$

{ $\delta e_k$ } : Déplacement dû aux forces sismiques Fi

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 :  $\Delta k < \bar{\Delta k} = 1\% h_{etage}$

**Sens x-x:**

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
16/ 1	0.073	0.073
16/ 2	0.212	0.139
16/ 3	0.390	0.178
16/ 4	0.591	0.200
16/ 5	0.798	0.207
16/ 6	0.991	0.194

**Tableau V.4 :** Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x)

**Sens y-y:**

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
5/ 1	0.096	0.096
5/ 2	0.278	0.182
5/ 3	0.509	0.230
5/ 4	0.765	0.256
5/ 5	1.025	0.261
5/ 6	1.263	0.238

**Tableau V.5 :** Déplacements relatifs inter étage pour la direction (y-y)

**Vérification des déplacements:**

Niveau	$\Delta_k x$ (cm)	$\Delta_k y$ (cm)	H étage (m)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	observation
RDC	0.073	0.096	3.06	3.06	vérifiée
1	0.139	0.182	3.06	3.06	vérifiée
2	0.178	0.230	3.06	3.06	vérifiée
3	0.200	0.256	3.06	3.06	vérifiée
4	0.207	0.261	3.06	3.06	vérifiée
5	0.194	0.238	3.06	3.06	vérifiée

**Tableau V.6 :** Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales

**Conclusion :**

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

➤ **Vérification vis-vis de l'effet P-Δ : (Art5.9 RPA99/V2003)**

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

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

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

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

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

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

Δk : 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:**

Niveau	Pk (kN)	$\Delta_k x$ (cm)	$V_{kx}$ (kN)	$h_k$ (m)	$\theta_{kx}$	observation
RDC	4009.29	0.073	1603.34	3.06	0.0005	vérifié
1	7904.44	0.139	1450.85	3.06	0.0024	vérifié
2	11793.60	0.178	1311.20	3.06	0.0052	vérifié
3	15639.30	0.200	1117.67	3.06	0.0091	vérifié
4	19546.24	0.207	865.57	3.06	0.0152	vérifié
5	22761.61	0.194	529.44	3.06	0.0272	vérifié

Tableau V.7 : Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal

❖ **Sens y-y :**

Niveau	Pk (KN)	$\Delta_k y$ (cm)	$V_{ky}$ (KN)	$h_k$ (m)	$\theta_{ky}$	observation
RDC	4009.29	0.096	1596.60	3.06	0.0007	vérifié
1	7904.44	0.182	1417.10	3.06	0.0033	vérifié
2	11793.60	0.230	1270.21	3.06	0.0069	vérifié
3	15639.30	0.256	1070.04	3.06	0.0122	vérifié
4	19546.24	0.261	807.91	3.06	0.0206	vérifié
5	22761.61	0.238	491.97	3.06	0.0359	vérifié

Tableau V.8: Vérification de l'effet P-Delta sens transversal

On constate que  $\theta_{kx}$  et  $\theta_{ky}$  sont inférieurs à 0.1

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

➤ **Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \dots \dots \dots [1]$$

Avec :

**B<sub>c</sub>** : section de poteau.

**N<sub>d</sub>** : effort normal.

**F<sub>c28</sub>** : résistance caractéristique du béton a 28 jours.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	Nd(KN)	a*a(cm <sup>2</sup> )	v	observation
RDC .....5 <sup>ème</sup> étage	1206.98	40*40	0.30	vérifié

Tableau V.9: Choix des poteaux carrés avec vérification de l'effort normal réduit

**Conclusion :**

L'étude sismique on peut dire que la structure répond aux normes en vigueur notamment la ductilité, la stabilité dynamique, pour cela elle est conçue et calculés de tel façon supporte et résister aux charges ainsi aux efforts amplifiés due au éventuel séisme majeur.

# **CHAPITRE V :**

## **Ferraillage des éléments porteurs**

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments porteurs

### I) Introduction:

Le béton résiste mal à la traction pour cela la mise en place des armatures en aciers est jugée obligatoire pour assurer la stabilité locale des éléments de la structure. L'objectif de ce chapitre est de calculer le ferrailage des éléments structuraux. On se base sur les sollicitations les plus défavorables déterminées lors des chapitres précédents, et sur les dispositions constructives recommandées dans les règles de calcul et d'exécution.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

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

Les valeurs des différents coefficients utilisés dans les calculs sont reprises dans le tableau suivant :

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

### II) Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries, sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant. Le calcul sera donc effectué en flexion simple en prenant en compte une fissuration peu préjudiciable (FPP). Cela est dû au fait que les éléments sont à l'intérieur du bâtiment (environnement non agressif).

Le ferrailage des poutres et des poteaux sera effectué selon le règlement **CBA93** et en respectant les prescriptions du **RPA99 versions 2003**.

#### 1. Ferrailage longitudinal :

##### a) Selon CBA 93 :

Condition non fragilité  $A_{CNF} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$

##### b) Selon RPA99ver2003 (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 : {  $\begin{matrix} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{matrix}$

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

L'organigramme ci après représente le calcul d'une section rectangulaire (b\*h) en flexion simple :

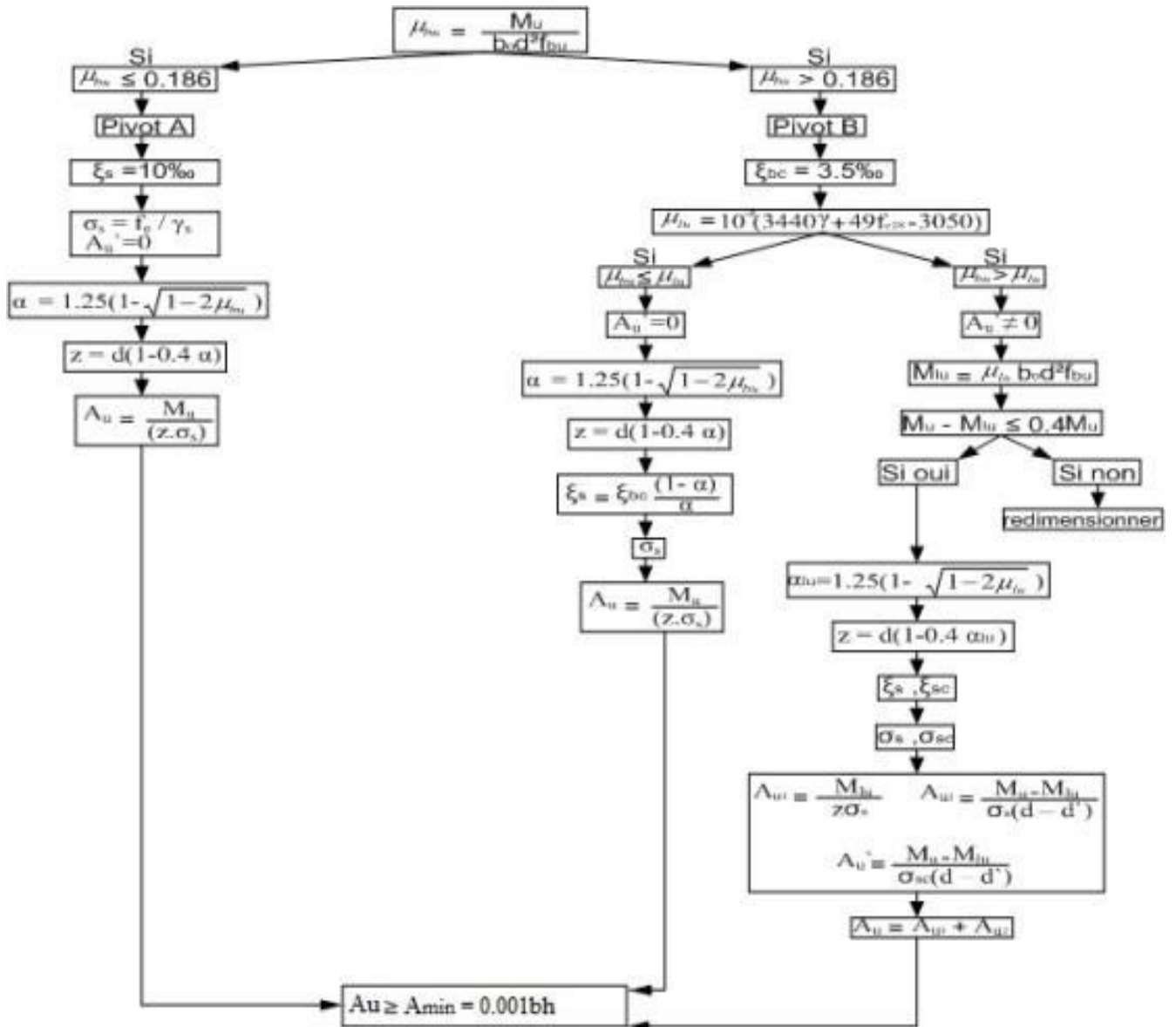


Figure VI.1 : Organigramme de calcul en flexion simple.

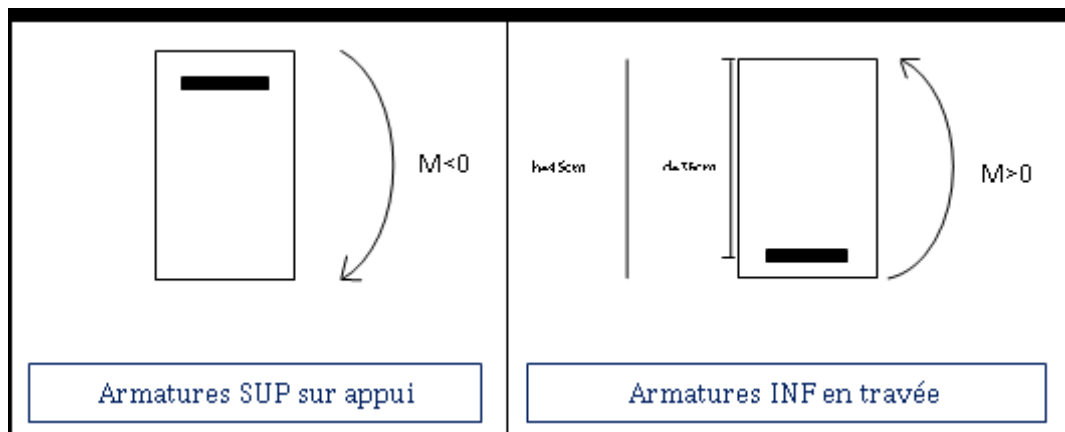


Figure VI.2 : Disposition des armatures sur appuis et en travée.

Les efforts obtenus par **logiciel Robot Structural Analysais 2014** :

❖ **Poutre Principal**

**Données :**

$$h = 0.40\text{m}; \quad d = 0.36\text{m}; \quad b_0 = 0.30\text{m};$$

❖ **Armatures supérieures sur appuis :**

$$M_{\text{appuis}} = -109.99\text{kN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}}} = \frac{109.99 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0,199 > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_{\text{lu}} = 10^{-4}(3440\gamma + 49fc28 - 3050); \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = 1.380$$

$$\mu_{\text{lu}} = 1.380 > \mu_{\text{bu}} = 0.199 \quad \text{donc } A's = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{\text{bu}}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,199}) = 0.280$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.36 \times (1 - 0.4 \times 0.280) = 319.66 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{109.99 \times 10^{-3}}{0,319 \times 347.83} = 9.89\text{cm}^2$$

❖ **Armatures inférieurs en travée :**

$$M_{\text{travée}} = 68.40\text{kN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}}} = \frac{68.40 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0.36^2 \times 14,17} = 0,124 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{\text{bu}}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,124}) = 0.166$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.36 \times (1 - 0.4 \times 0.166) = 336.09\text{mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{68.40 \times 10^{-3}}{0,336 \times 347.83} = 5.85\text{cm}^2$$

❖ **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 :**  $A_{adop} = \max(A_u; A_{cnf}; A_{Rpa}) = \max(9.89; 1,30; 6) = 9.89 \text{ cm}^2$  On adopte **3T16+3T14**

**En travée :**  $A_{adop} = \max(A_u; A_{cnf}; A_{Rpa}) = \max(5.85; 1,30; 6) = 6.00 \text{ cm}^2$  On adopte **3T16**

❖ **Poutre Secondaire**

**Données :**

$h = 0.35\text{m}; \quad d = 0.315\text{m}; \quad b_0 = 0.30\text{m};$

❖ **Armatures supérieures sur appuis :**

$M_{appuis} = -49.37 \text{ kN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{49.37 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0.315 \times 14.17} = 0,037 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

donc  $A's = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,037}) = 0.047$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.315 \times (1 - 0.4 \times 0.047) = 309.06 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{49.37 \times 10^{-3}}{0,309 \times 347.83} = 4.59 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures inférieures en travée :**

$M_{travée} = 26.64 \text{ kN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26.64 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0.315^2 \times 14,17} = 0,019 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

donc  $A's = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,019}) = 0.025$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.315 \times (1 - 0.4 \times 0.025) = 283.5\text{mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{26.64 \times 10^{-3}}{0,283 \times 347.83} = 2.70 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{CNF} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

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

$$0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 0,3 \times 0,35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

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

**En zone courante :**  $0,4\% \times b \times h = 0,4\% \times 0,3 \times 0,35 = 4.2 \text{ cm}^2$

**En zone recouvrement :**  $0,6\% \times b \times h = 0,6\% \times 0,3 \times 0,35 = 6.3 \text{ cm}^2$

❖ **Ferrailage adopté :**

**En appuis :**  $A_{\text{adop}} = \max(A_u; A_{\text{cnf}}; A_{\text{Rpa}}) = \max(4.59; 1,14; 5.25) = 5.25 \text{ cm}^2$  On adopte **3T16**

**En travée :**  $A_{\text{adop}} = \max(A_u; A_{\text{cnf}}; A_{\text{Rpa}}) = \max(2.70; 1,14; 5.25) = 5.25 \text{ cm}^2$  On adopte **3T16**

## 2. Ferrailage transversal :

### a) Vérification les contraintes tangentielles :

Conformément au **C.B.A 93 (art A.5.1.3)**, la contrainte tangente maximale d'une poutre, dans le cas d'armatures transversales droites, doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b_0 d} = \frac{99.26 \times 10^3}{300 \times 400} = 0.827 \text{ MPA} \leq \tau_u = \min \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right) = 3,33 \text{ MPA}$$

### b) Choix d'armatures :

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est régi par la disposition suivante :

$$\emptyset_t \leq \min \left( \emptyset_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \emptyset_t \leq \min(16 \text{ mm}; 13.33 \text{ mm}; 30 \text{ mm}) = 12.85 \text{ mm} \Rightarrow \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

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'écartement entre deux cours successifs d'armatures transversales doit vérifier :

$$S_t \leq S_t = \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 36,00 \text{ cm}$$

❖ **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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En zone nodale } S_t < \min \left( \frac{h}{4}; 12\Phi_t; 30 \right) \Rightarrow S_t < \min \left( \frac{40}{4}; 12 \times 1.6; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow S_t < 10 \text{ cm} \\ \text{En zone courante } S_t < \frac{h}{2} \Rightarrow S_t < 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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 transversals :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S \times b$

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

### 3. Croquis de ferrailage :

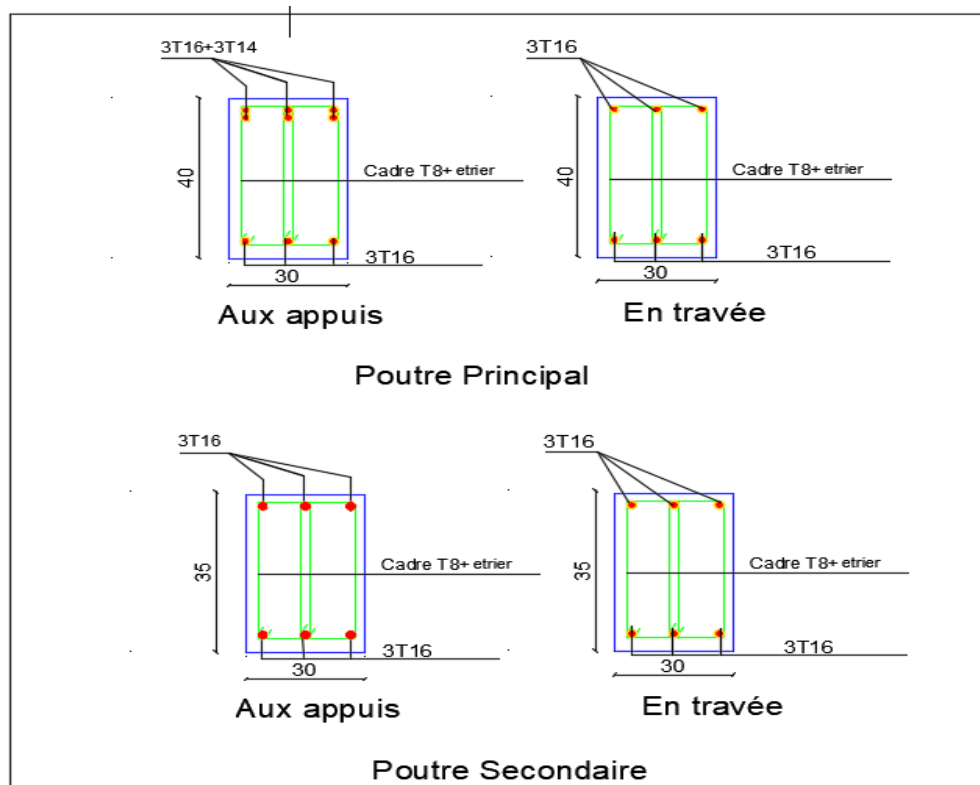


Figure VI.3. : Schéma du ferrailage des poutres

### III) Ferrailage des poteaux:

Un poteau est un élément qui assure la transmission verticale des charges d'une structure soit à un autre élément porteur soit à une fondation.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, qui sont dus à (G), et (Q), ainsi que des efforts tranchants. (Dans notre cas MQ et MG sont négligés).

Leur ferrailage longitudinal se fera en compression centrée avec une fissuration peu préjudiciable (calcul à l'ELU). Les armatures seront déterminées sous l'effort normal :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

Il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau intérieur, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive.

#### 1. Ferrailage longitudinal :

Selon l'article 7.4.2.1 du RPA99 (version 2003), les armateurs longitudinaux doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de 0.7% b.h (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 3% b.h en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est :  $\varphi_{min} = 12 \text{ mm}$
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \varphi$  (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser
- 20 cm (zone I).

#### 2. Compression centrée :

En compression centrée le calcul est conduit à l'ELU seulement, le raccourcissement du béton sous compression centrée est limité à 2% (**pivot C**) ⇒ Le ferrailage sera effectué uniquement sous le couple ( $N_{max}$ ;  $M_{corr}$ ) obtenu par la combinaison :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

Zone	Dimensions des poteaux	Nu(KN)	Mcorr(KN.m)	e=M/N	h/6	e<h/6
I	40×40	1206.98	37.08	0,0307	0,066	Vérifie

Alors le calcul sera effectué en compression centrée

**a) Vérification au flambement :**

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

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

**b) Section réduit de béton :**

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

**c) Section d'armature :**

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

**d) 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).

**e) Ferrailage minimal selon RPA :**

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

**f) Ferrailage max selon RPA :**

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

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

**g) Ferrailage adopté :**

Les efforts obtenus par: **Analyse structurelle du robot 2014 :**

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

Zone	he(m)	b×h	Nu(KN)	L <sub>f</sub> (m)	λ	λ<50	α	Br(m²)	As(cm²)
I	3,06	40×40	1206.98	2,142	18.55	Vérifié	0.804	0.1444	4.30

Tableau VI.1 : Armatures à compression centrée

Zone	A <sub>calculé</sub> (cm²)	A <sub>minCBA</sub> (cm²)	A <sub>minRPA</sub> (cm²)	A <sub>adopté</sub> (cm²)	Ferrailage
I	4.30	6,4	11.2	11.2	8T14

Tableau VI.2 : Ferrailage longitudinal du poteau

### 3. Armatures transversals:

Selon le l'Art 7.4.2.2 de RPA99 (version2003) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

: Est l'effort tranchant de calcul.  $V_u$

: La hauteur totale de la section brute.  $h_1$

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

: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est  $\rho_a$  pris égale à

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ si l'elancement géométrique } \lambda_g \text{ est } \geq 5 \\ 3.75 < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Est l'espacement des armatures transversales, la valeur maximum est donné comme suit :  $S_t$  :

- Dans la zone nodale :  $S_t \leq 10\text{cm}$  (zone I)
- Dans la zone courante :  $S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}, \frac{h_1}{4}, 10 \times \emptyset\right)$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_1 \cdot f_e}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \emptyset_t \Rightarrow 8\text{cm}$ .

La longueur de la zone nodale doit être calculée comme suit :

$$\Rightarrow \text{En le zone} \Rightarrow h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; 60\text{cm}\right)$$

Zone	Vu(KN)	h1(m)	$\lambda_g$	$\rho_a$	zone nodale		zone courante	
					St(cm)	At (cm²)	St (cm)	At (cm²)
I	0,25627	0,4	5,355	2,5	10	4,01	15	6,01

Tableau VI.3 : Armatures transversales du poteau

4. Croquis de ferrailage :

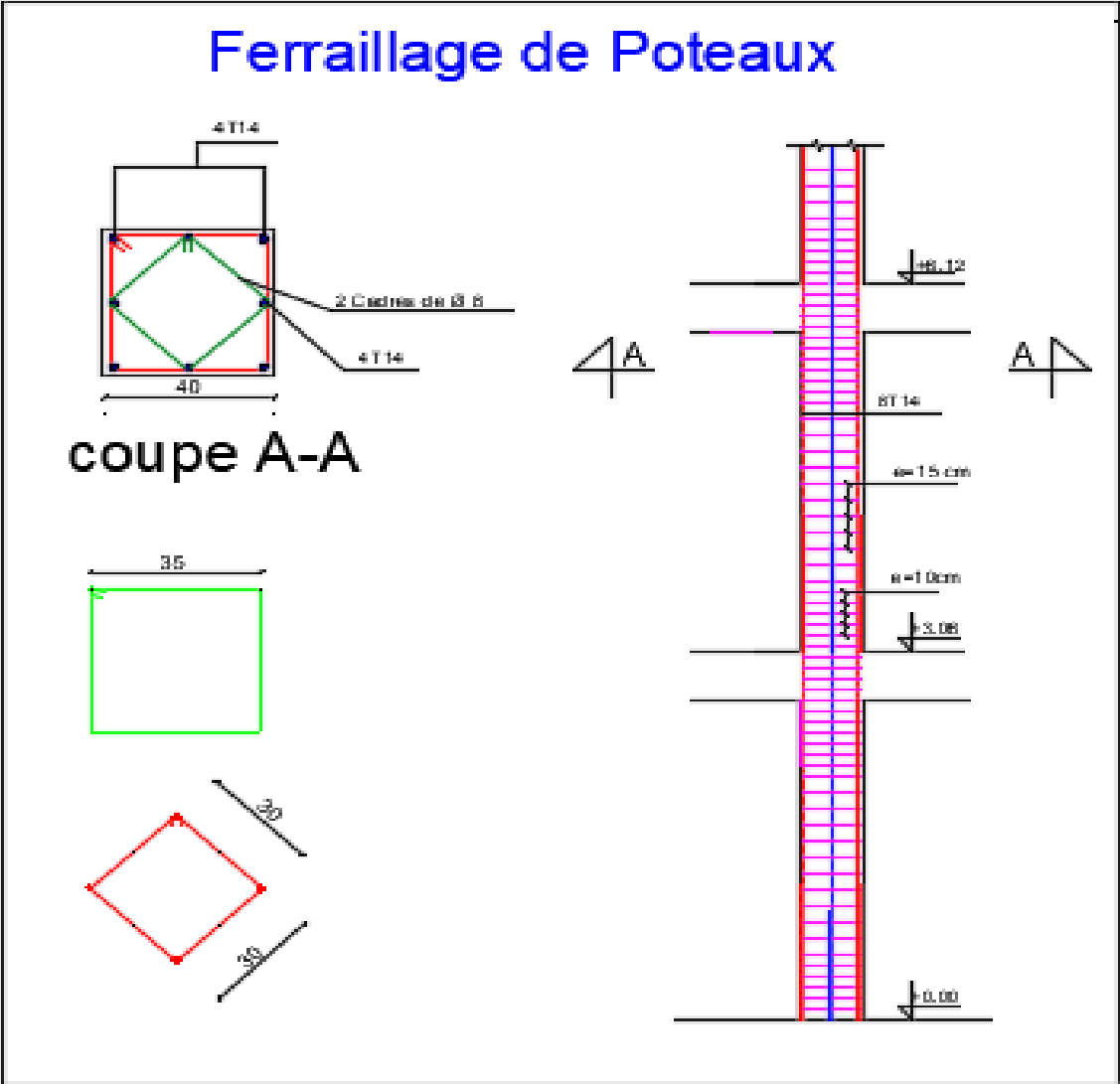


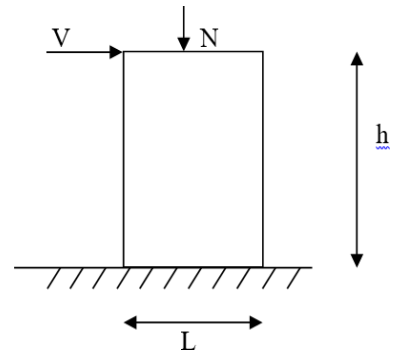
Figure VI.4. : Schéma du ferrailage des poteaux

#### IV) Ferrailage des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux : charges permanentes (G) et charges d'exploitation(Q), ainsi qu'à des forces horizontales (E), dues aux séismes.

##### 1. Sollicitation :

Ils seront calculés en flexion composée et en compression centrée et nécessiteront une disposition du ferrailage suivante :



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

On se base dans nos calculs sur les règles du **B.A.E.L.91**, et les recommandations du **RPA99/Ver2003**.

Le ferrailage sera fait en fissuration peu nuisible.

La section en flexion composée peut être :

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

Les vérifications seront faites selon les recommandations du RPA 2003.

##### 2. Aciers verticaux :

$$e_1 = e_a + e_0$$

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

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

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).

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

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

### 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**.

### 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 10  $\emptyset$ .

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

### 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 :

$$\text{CBA 93: } \tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau} = \min \left( \frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right)$$

$$\text{RPA99: } \tau_u = \frac{1.4.V_u}{b_0.d} \leq \tau_u = 0.2.f_{c28}$$

Avec ;  $d = 0.9h$

### 6. Calcul des armatures transversales :

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

$$\text{Selon le CBA99 (art 5.1.2.3) on a : } \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3k f_{t28})}{0.9f_e(\cos \alpha + \sin \beta)}$$

$K=1$  (pas de reprise de bétonnage).

### 7. Pourcentage minimum d'armatures:

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donnée par le RPA99/ ver 2003 (art7.7.4.3) et leBAEL91 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:  $h_t = h - ad$

- Condition de non fragilité :  $A_{cnf} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$

### 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 duRPA99/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.Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - 20.Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### 9. Compression centrée :

Le calcul en compression s'effectue de la manière suivante :

#### a) Vérification du flambement :

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

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

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

#### b) Calcul de la section d'armatures :

La section d'armatures répartie sur la totalité de la section est donnée par la formule :

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

On vérifie que :  $A_{smin} \leq A_s \leq A_{smax}$

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

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

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

L'organigramme suivant montre le cheminement de calcul pour la flexion composée :

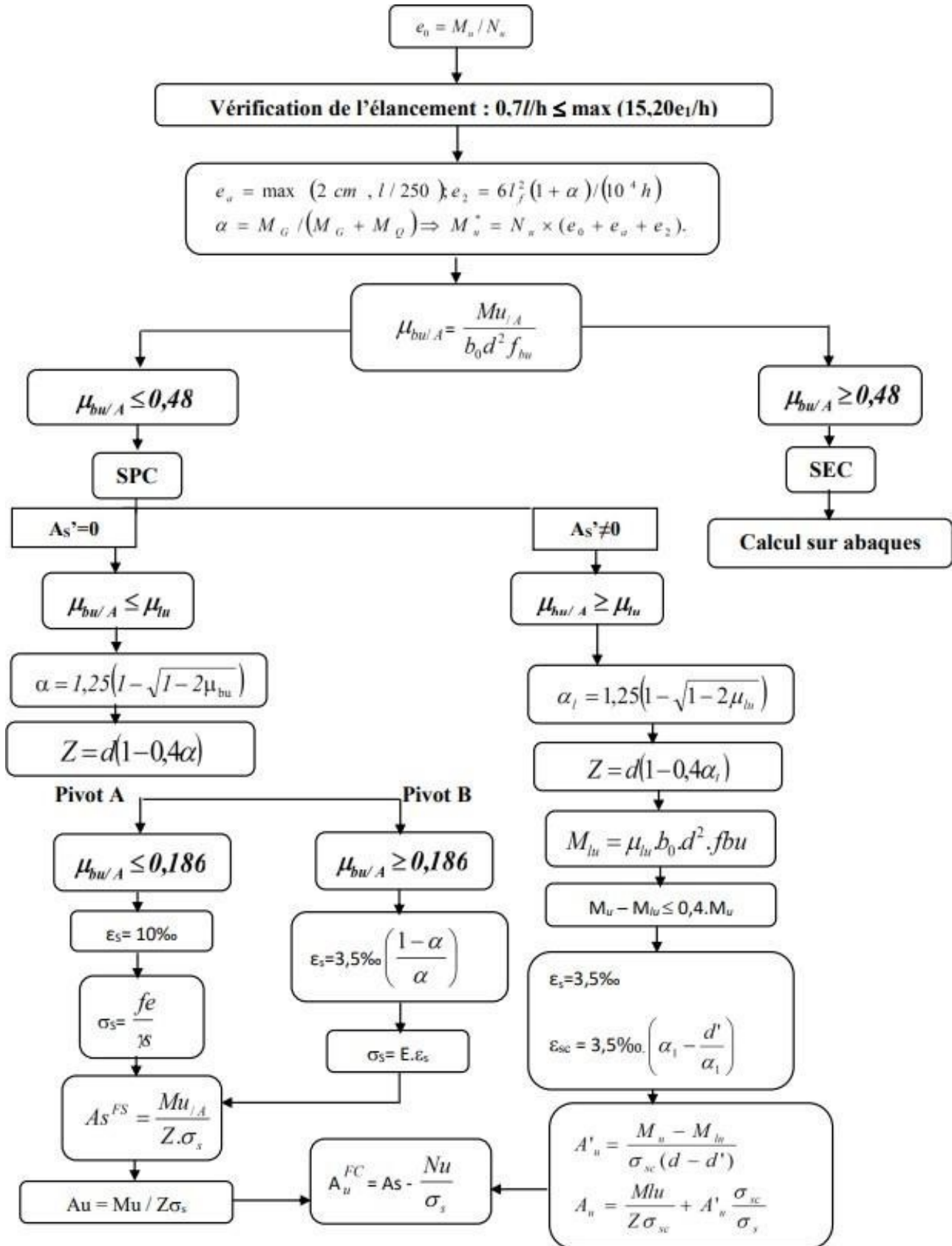


Figure VI.5. : Organigramme de calcul en flexion composée

**Exemple de calcul :**

Pour le calcul de ferrailage on a divisé le bâtiment en quatre zones :

Zone	Niveaux
I	RDC ..... 5 <sup>ème</sup> étage

Tableau VI-4 : Zones du ferrailage.

**Application au Voile VL1 :**

**Zone I :**

h(m)	d (m)	d'(m)	L	b0
5,2	4,68	0.52	3.06	0.2

Les Résultats par **Robot Structural Analysis 2014 :**

	Cas	Nature	N [kN]	M [kN*m]	H [kN]
1	G	permanen	507.01	-46.57	7.52
2	Q	d'exploitat	84.42	-13.39	1.64
3	VY	sismique	-123.21	-271.63	54.37
4	G+Q+VX	sismique	591.43	-59.96	9.16
5	G+Q-VX	sismique	591.43	-59.96	9.16
6	G+Q+VY	sismique	468.38	-316.15	62.41
7	G+Q-VY	sismique	714.48	196.23	-44.09
8	0.8G+VX	sismique	405.61	-37.26	6.02
9	0.8G-VX	sismique	405.61	-37.26	6.02
10	0.8G+VY	sismique	282.56	-293.45	59.27
11	0.8G-VY	sismique	528.66	218.93	-47.23

Tableau VI.5. : Résultats Les effort de M et N

VL1	F		Cc			Pourcentage minimum d'armatures					
	N <sub>mim,max</sub>	M (KN.m)	Nature	As(m <sup>2</sup> )	N <sub>SDT</sub> (KN)	A <sub>scal</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cnf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
	811.09	82.95	SPC	- 192.53	528.66	1.25	43.20	6.12	11.30	10.40	43.20

Tableau VI.6 : Ferrailages des voiles VL1

• **Aciers horizontaux :**

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

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

$$\tau_u = \frac{62,41}{0,2 \times 4,68} = 0,666 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées}$$

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).

$\tau_u = 0,371 \text{ MPa}$

$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1,15$

$\alpha = 90^\circ$

$$\frac{0,9 f_e \times A_t}{\gamma_s (\tau_u - 0,3 k f_{t28}) b_0} = \frac{0,9 \times 400 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1,15 (0,666 - 0,3 \times 2,1) 0,2} = 8,74 \text{ cm} \geq S_t$$

• **Espacement maximal :**

L'espacement des armatures horizontales et verticales doit vérifier la condition suivante : RPA99

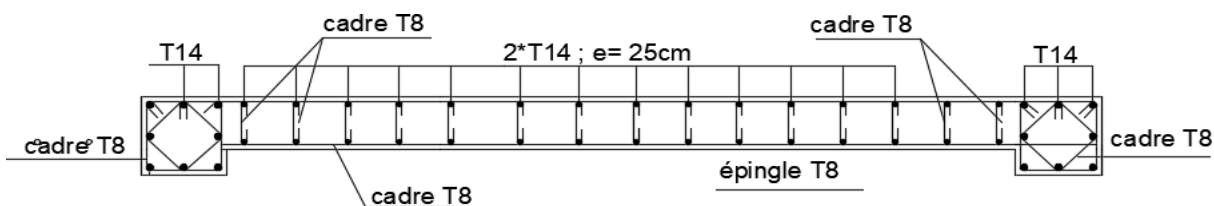
(version 2013)  $\Rightarrow S_t \leq \min (1,5a ; 30\text{cm}) = \min (1,5 \times 20 ; 30) = 30\text{cm}$

• **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Voiles	h (m)	Vu (kN)	$\tau_{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{RPA}$ (MPa)	$\tau_{BAEL}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{BAEL}$ (MPa)
V <sub>L1</sub>	5.2	62.41	0.93	5	0.666	3.33

Tableau VI-7 : Vérification des contraintes de cisaillement.

10. Croquis de ferrailage:



# Ferrailage de voile VL1

Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de V<sub>L1</sub>

# **CHAPITRE VI :**

## **Etude de Fondation**

## CHAPITRE VII: Etude de Fondation

### I) Introduction :

Les fondations reprennent les charges (permanentes) et surcharges (variables et climatiques) supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Son dimensionnement nécessite la connaissance des caractéristiques du sol en plus des sollicitations dans les éléments résistants à la base du bâtiment.

### II) Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. L'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

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

- 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

### III) Choix de type de fondation :

Notre ouvrage étant réalisé en structure mixte (voiles et portiques), avec un taux de travail

Admissible du sol d'assise qu'est égale à 2.5 bars, il y a lieu de projeter a priori, des

Fondations superficielles de type:

- Semelles isolés
- Semelles filantes.
- Radier general

- **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:

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

Avec  $N_{Total} = N_G + N_Q = 876.86 \text{ KN}$

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

$S_{total} \geq 35.074 \text{ m}^2$

Surface totale du bâtiment :

$S_{bâtiment} = 21.00 \times 27.28 = 572.88 \text{ m}^2$

$0.5 S_b = 0.5 \times 572.88 = 286.44 \text{ m}^2$

$S_s = 35.074 \text{ m}^2 < 0.5 S_b = 286.44 \text{ m}^2$

Alors on déduit que le radier général n'est pas nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager deux types de semelles :

- Semelles isolées sous poteaux.
- Semelles filantes sous voiles.

La figure suivante montre la disposition des semelles filantes et des semelles isolées à la base de notre bâtiment.

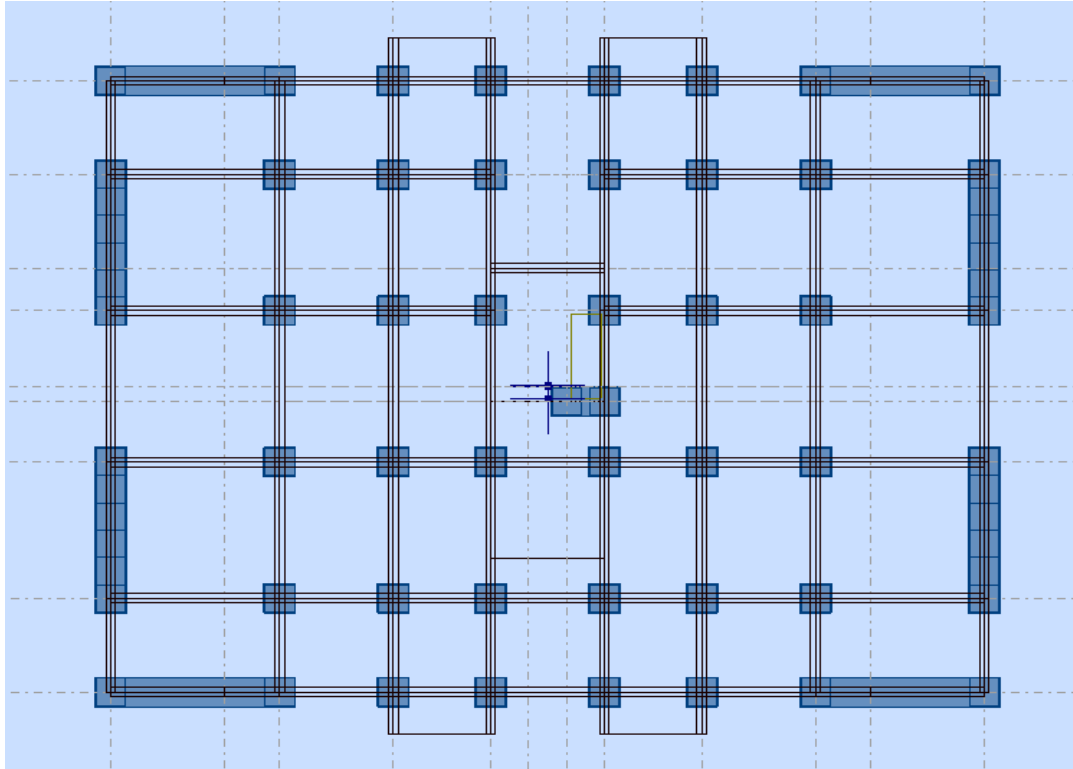


Figure VII.1: Schéma des fondations de bâtiment

### ❖ Semelle isolée :

#### 1. Pré-dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement des semelles isolée, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de RDC.

#### La longueur :

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

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

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

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 876.86 \text{ KN}$$

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

$$B \geq 1.87 \text{ m}$$

Donc On adopte: **A = B = 2.10m**

#### La hauteur :

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

$$h \geq \frac{2.10-0.40}{4} + 0.05m = 0.475 m$$

$$h = 0.50 m$$

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

	Réactions		
	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
<b>ELU</b>	1209.91	26.02	11.84
<b>ELS</b>	876.86	18.81	8.55
<b>G+Q+Ex</b>	945.23	23.86	33.25
<b>G+Q-Ex</b>	808.49	13.76	-16.15
<b>G+Q+Ey</b>	885.35	32.75	9.46
<b>G+Q-Ey</b>	868.48	-11.64	-7.80
<b>0.8G+Ex</b>	630.37	16.75	29.91
<b>0.8G-Ex</b>	493.63	6.65	-19.49
<b>0.8G+Ey</b>	570.49	25.64	6.13
<b>0.8G-Ey</b>	553.95	-11.45	-5.22

Tableau VII.1 : Résultats des réactions

❖ **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  $\sigma_{moy}$  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 :

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

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

	Diagramme	$\sigma$ moyenne (Bar)	Vérification
<b>ELU</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	3.18	<b>OK</b>
<b>ELS</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	2.41	<b>OK</b>
<b>G+Q+Ex</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	2.65	<b>OK</b>
<b>G+Q-Ex</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	2.28	<b>OK</b>
<b>G+Q+Ey</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	2.44	<b>OK</b>
<b>G+Q-Ey</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	2.39	<b>OK</b>
<b>0.8G+Ex</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.93	<b>OK</b>
<b>0.8G-Ex</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.58	<b>OK</b>
<b>0.8G+Ey</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.71	<b>OK</b>
<b>0.8G-Ey</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.67	<b>OK</b>

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes du sol "Sens\_X"

	Diagramme	$\sigma$ moyenne (Bar)	Vérification
<b>ELU</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	3.23	<b>OK</b>
<b>ELS</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	2.45	<b>OK</b>
<b>G+Q+Ex</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	2.62	<b>OK</b>
<b>G+Q-Ex</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	2.28	<b>OK</b>
<b>G+Q+Ey</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	2.51	<b>OK</b>
<b>G+Q-Ey</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	2.41	<b>OK</b>
<b>0.8G+Ex</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.88	<b>OK</b>
<b>0.8G-Ex</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.54	<b>OK</b>
<b>0.8G+Ey</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.78	<b>OK</b>
<b>0.8G-Ey</b>	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.69	<b>OK</b>

Tableau VII.3 : Vérification des contraintes du sol "Sens\_Y"

■ **Vérification au non poinçonnement :**

<b>Vérification au non poinçonnement</b>	
$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	
<b><math>P_u(KN)</math></b>	1209.91
<b><math>a (m)</math></b>	0.40
<b><math>b (m)</math></b>	0.40
<b><math>h (m)</math></b>	0.50
<b><math>U_c (m)</math></b>	3.6
<b><u>Condition vérifiée</u></b>	

Tableau VII.4 : Vérification au non poinçonnement

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

<b>Vérification au non renversement (RPA99V.2003)</b>	
<b>Sens X</b>	
<b>Excentricité (m)</b>	0.0371
<b>A/4</b>	0.53
<b><math>e_x &lt; A/4 \Rightarrow</math> Condition vérifiée</b>	
<b>Sens Y</b>	
<b>Excentricité (m)</b>	0.0344
<b>B/4</b>	0.53
<b><math>e_y &lt; B/4 \Rightarrow</math> Condition vérifiée</b>	

**Tableau VII.5 :** Vérification au non renversement (RPA99V.2003)

**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<sub>e</sub> : limite élastique de l'acier

Y<sub>s</sub> : coefficient de sécurité = 1.15

<b>Ferrailage de la semelle</b>		
	<b>Section théorique</b>	<b>Choix des armatures</b>
<b>A//X (cm<sup>2</sup>)</b>	19.04	18 HA 12 e=22cm
<b>A//Y (cm<sup>2</sup>)</b>	19.32	18 HA 12 e=22cm

**Tableau VII.6 :** Ferrailage de la semelle isolée.

**Remarque :**

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

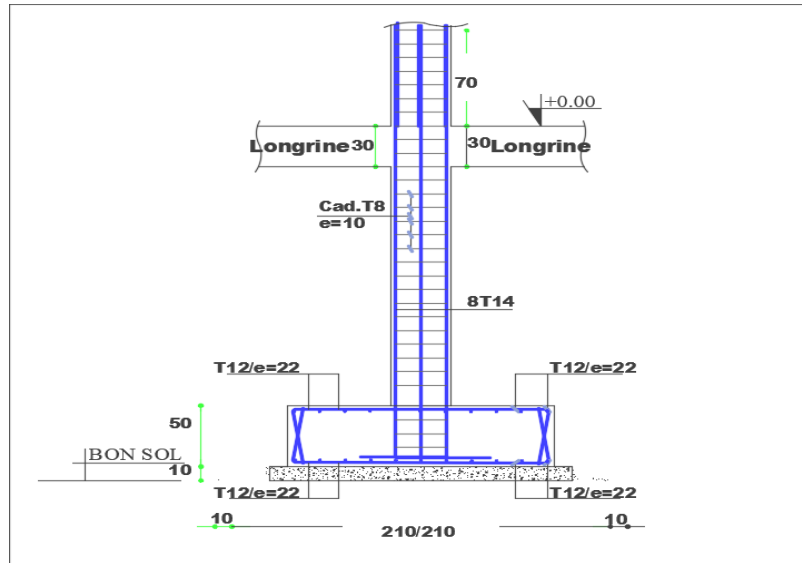


Figure VII.2: Schéma des Ferrailage de la semelle isolée.

❖ **Semelle filante :**

**1. Pré-dimensionnement de la semelle filante sous voile  $V_{L1}$ :**

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{0.297}{0.250} = 1.19 \text{ m}^2$$

$$S = B * 1 \text{ m}^2 \longrightarrow B = \frac{S}{1 \text{ m}^2} = 1.19 \text{ m}^2$$

Donc on prend  $B = 1.50 \text{ m}$

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

$$h = 35 \text{ cm}$$

• **Vérification :**

$$\sigma = \frac{N_s + P_{semelle}}{S} = \frac{0.297 + [(1.50 * 1 * 0.35) * 0.025]}{1.50 * 1} = 0.206 < \sigma_{sol} = 0.25$$

→ *Condition vérifiée*

**2. Calcul le ferrailage :**

➤ **Calcul des armatures principaux:**

$$A_s = \frac{N(B-b)}{8(h-c)_{\sigma st}} = \frac{0.297(1.5-0.4)}{8(0.35-0.05)164.97} = 8.25 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons 8HA12 = 9.05 cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement  $St = 17.5 \text{ cm}$ .

➤ **Calcul des armatures de répartition:**

$$A_{rep} = \frac{A_s * B}{4} = 3.39 \text{ cm}^2$$

D'après le BAEL91 pour fe400  $A_{s \text{ min}} = 3 \text{ cm}^2$

On choisit 5 HA 12 = 5.65 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $\geq \text{Max}(6\phi + 6 ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$ . On prend  $St = 20 \text{ cm}$ .

Les résultats calculés sont représentés dans le tableau suivant :

Semelle	$A_s$ calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	Armature principale	$A_{s \text{ choisie}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)	Armature de répartition	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
SF1	8.25	8HA12	9.05	17.5	5HA12	5.65	20

Tableau VII.7: Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes

❖ **La Longrine :**

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction.

**1. Dimensionnement de la longrine :**

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), la dimension minimale de la section transversale des longrines sont :

- (25x30) cm<sup>2</sup> .....sites de catégorie S2, S3
- (30x30) cm<sup>2</sup> .....site de catégorie S4

Pour notre cas (site meuble S3) on prend une section de (25x30) cm<sup>2</sup>

**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 : 6HA12 (A=6,79cm<sup>2</sup>)

**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 :  $S_t < \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$ .

Donc :  $S_t < 27 \text{ cm}$ .

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

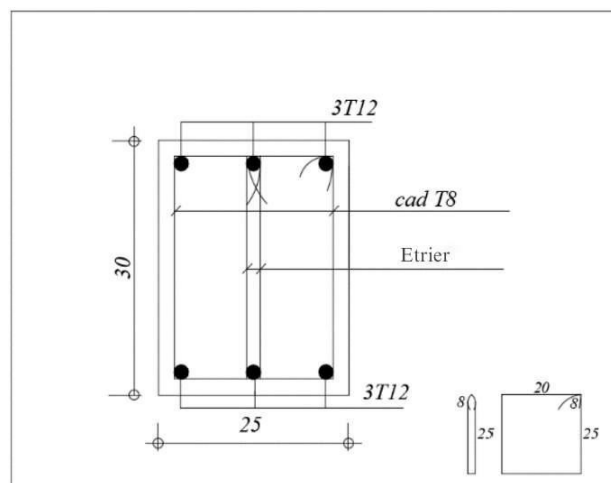
$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \leq 0.4$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e$$

$$A_t \geq 0.4 \times 25 \times 15 / 400$$

Donc on adopte  $A_t = 0.37 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\text{HA}8$

**3. Schéma de Ferrailage de la longrine:**



**Figure VII.3:** Disposition des armatures de longrine

## *Conclusion*

*Ce projet de fin d'étude nous a permis de synthétiser et de lier les différentes connaissances théoriques générales acquises durant l'ensemble des années d'étude, ainsi que de ce familiarisé avec les différents règlements en vigueur dans le domaine du bâtiment et de les appliquer sur un cas réel.*

*Cette expérience nous a amener à mieux connaître les étapes nécessaires de l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements indispensables.*

## ***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 :**

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