

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي  
والبعثات العلمية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد البشير الإبراهيمي - برج بوعريريج

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département des Sciences et de la Technologie

## MÉMOIRE

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

En : **Genie CIVIL**

Spécialité : **STRUCTURE**

Par : **MAOUCHE Zakaria**

## THÈME

**ETUDE D'UN BATIMENT EN BETON ARME R+5**

**A USAGE D'ABITATION avec un**

**contreventement Mixte**

Soutenu le: 29 Mai 2024

*Devant le Jury composé de :*

*Nom & Prénom*

*Grade*

*Qualité*

*Etablissement*

*M.lougzit nacer*

*Président*

*Univ-BBA*

*M.loumachil lazher*

*examineur*

*Univ-BBA*

*M.Abdemezian nabil*

*examineur*

*Univ-BBA*

*M. DJOUDI LARBI*

*MAA*

*Encadreur*

*Univ-BBA*

**Année Universitaire 2023/2024**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# *Remerciements*

*Avant tous, nous remercions Allah le tout puissant pour nous avoir  
donné la force et la patience pour mener à terminer ce travail.*

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur  
md M.LAARBI DJOUDI, qui nous a témoigné de sa confiance et de son  
aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence*

*Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et leur  
patience avec nous surtout dans ces circonstances difficiles,*

*Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de  
département génie civil pour leurs rôles importants dans notre formation.*

*En particulier les membres de jury qui ont accepté à juger notre  
travail.*

*En fin, tous nos amis qui ont contribué de près ou de loin pour  
achever ce modeste travail.*

*Je m'incline devant dieu tout-puissant qui a ouvert la porte de la  
connaissance et M'a aidé à la franchir.*

# *Dédicaces*

*Je souhaite dédier ce travail aux personnes qui comptent beaucoup pour moi, sans exception. Je mentionne particulièrement mon père et ma mère, car grâce à Dieu d'abord et ensuite grâce à leur soutien, j'ai pu arriver à ce stade. J'espère que ce travail est à la hauteur du soutien qu'ils m'ont apporté*

## **Résumé**

**Thème** : étude d'un bâtiment (R+5 étage) a usage d'habitation

Le présent mémoire, étudie un bâtiment en R+5 étage a usage d'habitation. Il est implanté à la wilaya de Guelma. Cette région est classe en zone sismique IIa selon le RPA-99version 2003

Cet ouvrage est une structure (poteau-poutre et voile), et le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au bael91 et rpa99/version2003

. L'étude dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul robot

## **ملخص**

العنوان: دراسة مبنى (طابق أرضي +5 طوابق) للاستخدام السكني.  
تدرس هذه المذكرة عمارة مكونة من (طابق أرضي +5 طوابق) للاستخدام السكني.  
متواجدة على مستوى ولاية قالمة. والتي تصنيف على أنها المنطقة الزلزالية IIa وفقاً للتنظيم  
الزلزالي الجزائري إصدار RPA-99 2003  
هذا المبنى عبارة عن هيكل (أعمدة و عوارض + أشرعة)، وتم إجراء التحجيم المسبق للعناصر  
الحاملة وفقاً لـ bael91 و rpa99 / version2003  
تم إجراء الدراسة الديناميكية للهيكل بواسطة برنامج حساب Robot

## ***Summary***

*Theme: study of a building (R+5 floor) for residential use*

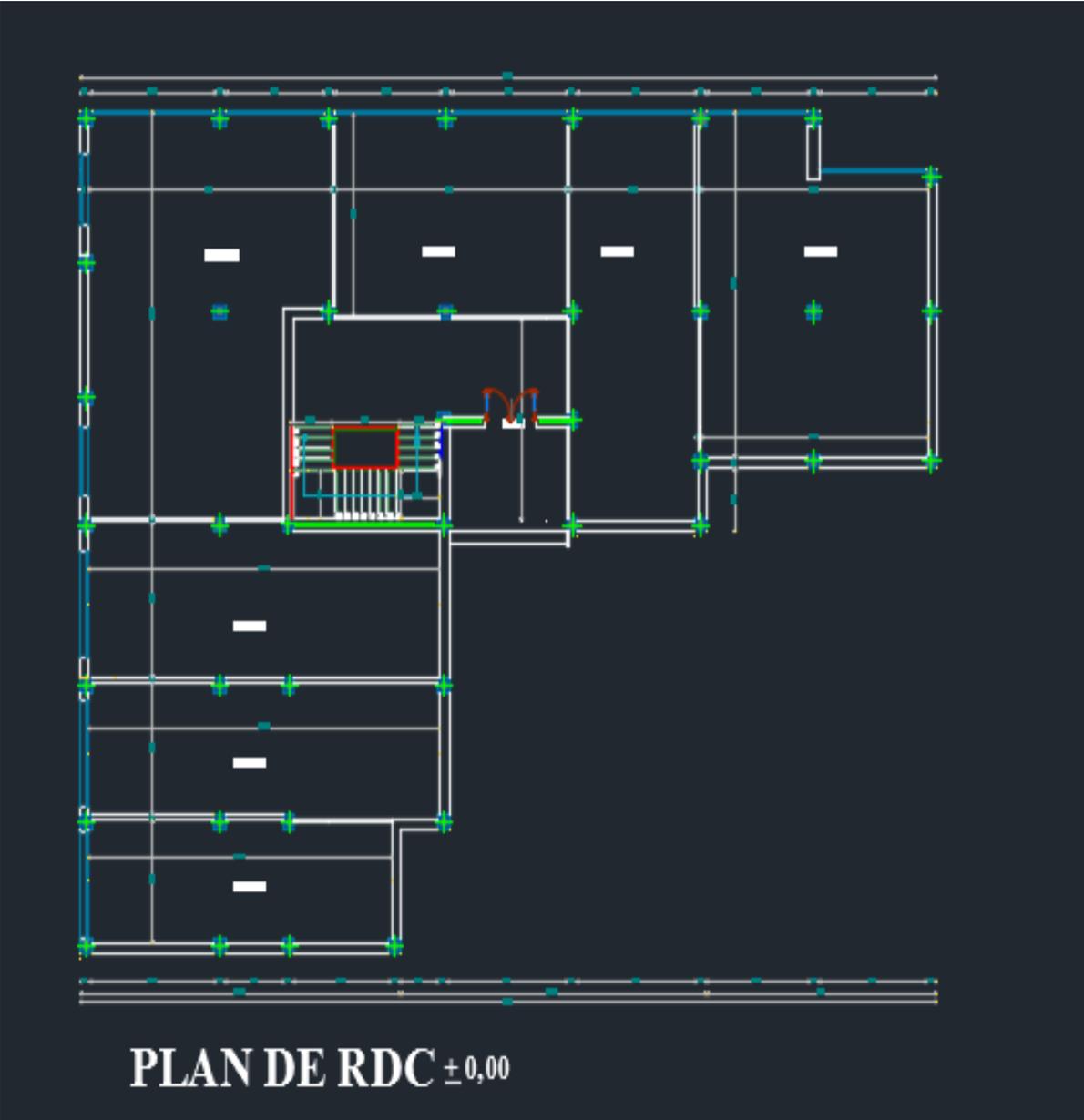
*This dissertation studies a building on the R+5 floor for residential use.*

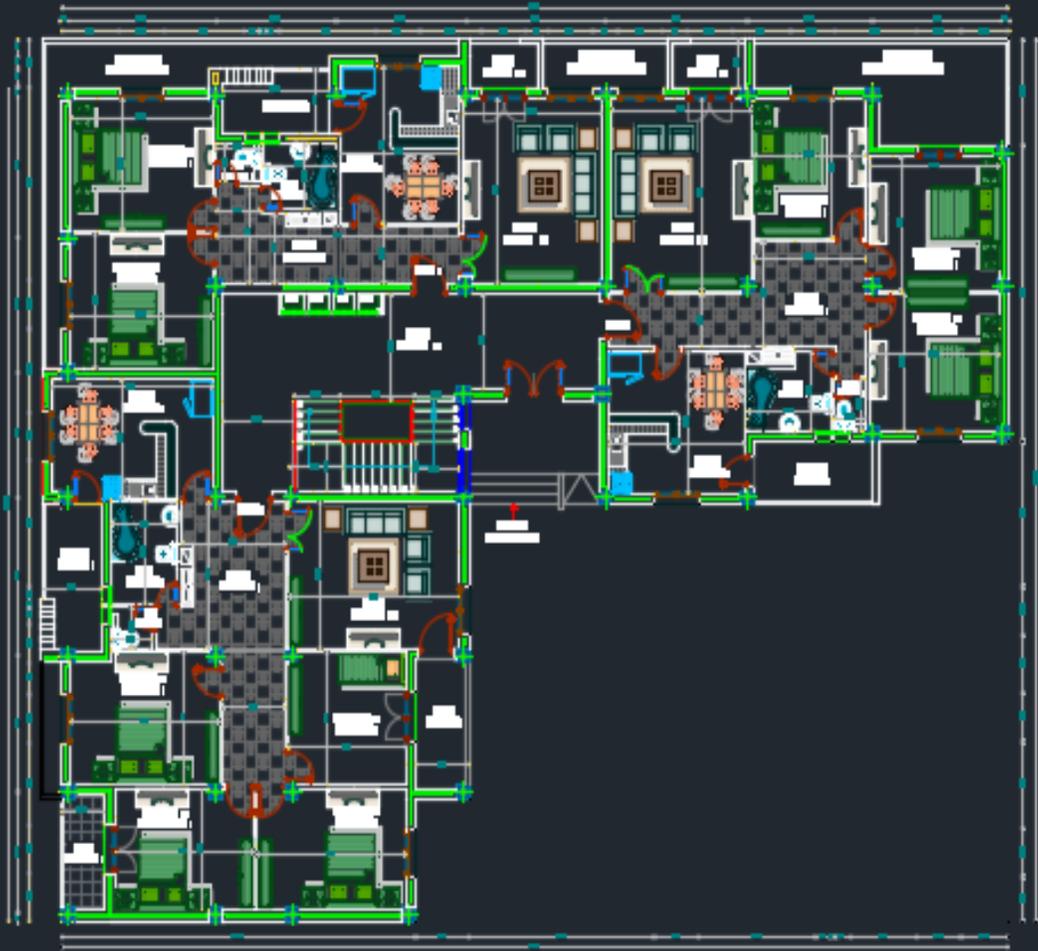
*It is located in the wilaya of Guelma. This region is classified as seismic zone Iia according to RPA-99version 2003.*

*This work is a structure (column-beam and wall), and the pre-sizing of the supporting elements was done in accordance with bael91 and rpa99/version2003.*

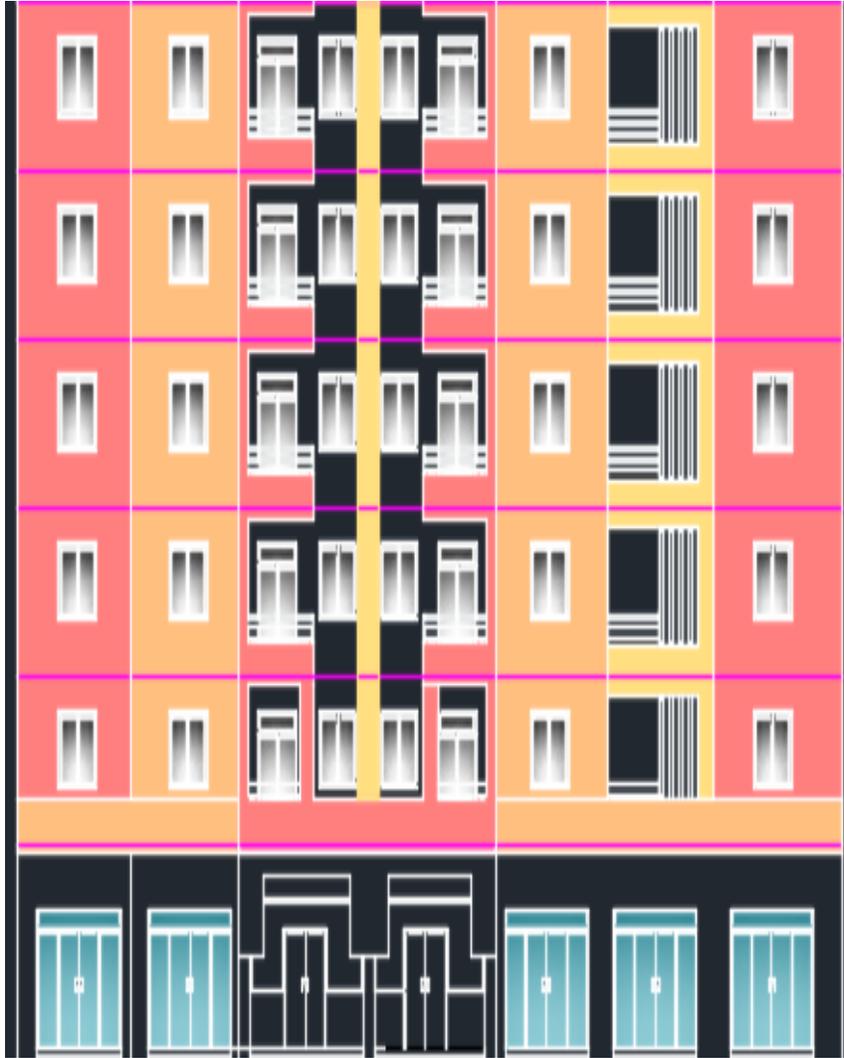
*. The dynamic study of the structure was carried out by the robot calculation software.*

**Mots clé :** *zone sismique Iia ; RPA-99version 2003 ; éléments porteurs ; bael91 ; logiciel de calcul robot*





**PLAN D'ETAGE COURENT** + 3,06/+ 6,12/ +9,18/ +12,24/+15,30



***FACADE POSTERIEUR***





***COUPE B.B***

# *Introduction Générale*

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de construction. Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Leurs réalisations se répartissent principalement dans des domaines d'intervention: structures, hydraulique, transport et environnement

Les dommages dans les structures sont généralement causés par une mauvaise Conception.

En effet des études basées sur des modèles physiques et mathématiques sont menées pour limiter et mettre en œuvre une réglementation faible qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur et pour que la sécurité soit assurée.

Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer simplement les règlements, mais la compréhension des facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure. Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (CBA93.BAEL91,

RPA99. V2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée ou génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps. Dans le cadre de cette étude, le projet qui nous a été confié consiste à étudier un *bâtiment (R+5) a usage d'habitation*.

# *Structure de mémoire*

Pour réaliser ce but, notre travail est composé de 08 chapitres et introduction et Conclusion générale.

## **Chapitre 1** : Présentation et généralité

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un bâtiment a usage d'habitation,

Composé d'un Réez de chaussée plus quatre étages (R+5), en béton armé composé de portiques et de voiles, implanté la wilaya Guelma zone sismique IIa d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

## **Chapitre 2** : Pré-dimensionnement des éléments

Le pré dimensionnement a pour but le calcul préliminaire des différents éléments

Résistants.

En respectant les prescriptions des RPA99/Version 2003, CBA93et du BAEL 91.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

### **Chapitre 3** : calculs des éléments secondaires

Ainsi l'escalier, l'acrotère les planchers et enfin le balcon sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure

### **Chapitre 4** : Etude sismique

On entame dans ce chapitre la conception et le calcul dynamique du bâtiment. Ce travail

Peut être effectué d'une façon simple et rationnelle en utilisant l'un des logiciels d'élément

Finis existants actuellement. Pour cela nous nous servons du logiciel ROBOOT.

**Chapitre 5** : étude des planchers très important dans la structure ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique

**Chapitre 6** : Etude des portiques et ferrailages Le Principe consiste à choisir des nœuds et déterminer les moments à gauche à droite en haut et en bas ; en tenant compte des charges des travées encadrant le nœud et de la résistance offerte par le tronçon inférieur et supérieur qui aboutissent à ce nœud

Le ferrailage se sera conformément aux règles des BAEL 91 à partir des combinaisons de sollicitation des charges verticales étant données se que

l'effort normal dans les poutres négligeables. Alors les poutres seront calculées en flexion

**Chapitre 7** : Etude des fondations L'étude des fondations d'une construction comparse étude de sol confiée ou laboratoire et qui permet de connaître toutes les caractéristiques physico chimiques et mécaniques de sol sa natures ses possibilités de chargement ainsi que son épaisseur qui doit entre suffisant pour pares à l'effet poinçonnement quant à la stabilité elle permet de choisir le type de fondation (semelle isolées, semelle filante on général, voie puis ou pieux)

# SOMMAIRE

## Table des matières

<b>II.2 Béton:</b>	<b>27</b>
❖ <b>Définition :</b>	<b>27</b>
• <b>II.2.1Avantage et inconvénient du béton armé :</b>	<b>27</b>
❖ <b>Les granulats :</b>	<b>28</b>
❖ <b>Les adjuvants :</b>	<b>29</b>
<b>II.4.1Masse volumique:</b>	<b>29</b>
<b>II.4.2 La déformation des bétons :</b>	<b>29</b>
<b>II.4.3 Résistance du béton :</b>	<b>30</b>
❖ <b>Résistanceàlacompression<math>f_{cj}</math>: BAEL91(artA2.1.11)</b>	<b>30</b>
❖ <b>EtatlimiteultimeE.L.U:</b>	<b>31</b>

❖ Etat limité deservice E.L.S :	_____	<b>32</b>
<b>II.4.6 Déformation et contrainte de calcul :</b>	.....	<b>32</b>
<b>Contraintes admissibles en ELS :</b>	.....	<b>39</b>
<b>Etats limites :</b>	.....	<b>39</b>
<b>III.2.2 Les poutres :</b>	.....	<b>46</b>
<b>III.2.3 Les poteaux :</b>	.....	<b>48</b>
<b>III.2.6 Escaliers :</b>	.....	<b>51</b>
<b>III.3.1. Plancher :</b>	.....	<b>56</b>
➤ <b>Plancher terrasse :</b>	.....	<b>56</b>
<b>III.3.4 Les escaliers :</b>	.....	<b>59</b>
<b>III.3.6 L'acrotère :</b>	.....	<b>60</b>
<b>III.4. L' descente des charges :</b>	_____	<b>60</b>
- <b>III.4.4 Descente de charge des poteaux :</b>	.....	<b>61</b>
<b>IV.2 L'acrotère :</b>	_____	<b>69</b>
<b>IV .2.7. Les Vérifications :</b>	.....	<b>76</b>
<b>VI.3- Etude des poteaux :</b>	_____	<b>150</b>
<b>VI.3.1- Sollicitations de calcul :</b>	.....	<b>150</b>
<b>VI.3.2- Ferrailage transversale :</b>	.....	<b>152</b>
<b>VI.3.3- Vérification :</b>	.....	<b>153</b>
<b>VI.3.4- Schéma du ferrailage des poteaux :</b>	.....	<b>154</b>

<b>VI.4-Etude des poutres :</b> _____	154
<b>VI.4.1-Ferraillage des poutres :</b> .....	157
<b>VI.4.2-Vérification à L'ELS :</b> .....	161
<b>VI.4.3-Justification vis-à-vis du cisaillement (E.L.U)</b> .....	162
<b>VI.5-Etude des voiles :</b> _____	164
<b>VI.5.1-Calcul des sollicitations :</b> .....	165
<b>Tableau VI-7 : les sollicitations de voile</b> .....	165
<b>VI.5.3-Calcul de ferraillage :</b> .....	167
<b>VI.5.4-Schéma de ferraillage :</b> .....	171
<b>VII.4.2-Vérification de la contrainte de sol :</b> .....	176
<b>VII.4.3-Condition de rigidité :(art 15.II.2 BAEL91/99 ; P227)</b> .....	176
<b>VII.4.4-Condition de poinçonnement :</b> .....	177
<b>VII.4.5-Ferraillage des semelles isolées :</b> .....	177
<b>VII.4.6-Schéma de Ferraillage :</b> _____	179
<b>VII.5-Semelles filantes :</b> _____	180
<b>VII.5.1-Etape de calcul :</b> .....	180
<b>VII.5.2-Vérification au non poinçonnement :</b> .....	180
<b>VII.5.3-Ferraillage des semelles filantes :</b> .....	180
<b>VII.6-Etude de la poutre de libage</b> _____	182
<b>VII.7-Schématization du ferraillage :</b> _____	183

**Figure VII.3 : ferrailage des semelles filantes SF1.SF2. \_\_\_\_\_ 184**

**VII.8-La longrine : \_\_\_\_\_ 184**

# CHAPITRE I

## Présentation De L'ouvrage Et Caractéristique Des Matériaux

## I.1 Introduction : [1]

Le projet que vous décrivez est un logement promotionnel (R+5) étage avec un système de contreventement mixte, utilisant à la fois des voiles et des pontes. Le bâtiment est situé à BOUCHEGOUF wilaya de GUELMA Algérie, en zone sismique modérée selon les règles antisismiques en vigueur en Algérie, notamment le règlement **RPA 99** (édition 2003)

La classification des zones sismiques est une mesure utilisée pour déterminer les exigences de conception et de renforcement des structures afin de les rendre plus résistantes aux tremblements de terre.

### I.1.1 caractéristique du bâtiment

#### ❖ Géométrie :

L'ouvrage à étudier présente une architecture caractérisée par un seul bloc de forme irrégulière en plan

Longueur en plan	29.95 m
Largeur	23.90 m
Hauteur de RDC	3.40 m
Hauteur étage courant	3.06 m
Hauteur total	18.70 m
L'acrotère	0.70 m

#### ❖ Données du site:

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99** version 2003 comme zone sismique (zone IIa).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2

Le site ferme catégorie 2.

Contrainte admissible du sol = 2.6 bars.

## I.1.2 Conception la structure de bâtiment :

### ❖ Structure de contreventement:

La conception de l'ouvrage est conforme aux règles parasismique **RPA99** version 2003 selon les conditions de l'article 3.4 pour les structures en béton armé , il n'est pas possible d'adopter un contreventement par portique auto-stable, car la hauteur total du bâtiment dépasse 14.00m par conséquent, la solution choisie est un contreventement mixte assure par des voiles et des portiques, avec justification de l'interaction entre les portiques et les voiles.

Dans ce type de contreventement, il est nécessaire de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au maximum 20% de sollicitations résultant des charges verticales
- Les charges horizontales sont réparties conjointement entre les voiles.
- Les portiques, en proportion de leurs rigidités relatives, ainsi que sollicitation résultant de leur interaction tous les niveaux à

### ➤ Les Planchers:

Deux types des planchers sont distingués dans le projet

Plancher en corps creux.

Dalle pleine, spécifiquement utilisée pour les balcons.

### ➤ Maçonnerie :

Les murs extérieures sont construits en utilisant une double cloison de briques creuses d'une ép.

Naisseur de 10 cm avec une lame d'aire de 5 cm (10+5+10).

Les murs intérieures sont construits en utilisant des briques creuses d'une épaisseur de 10 cm.

### ➤ Revêtement :

Le revêtement du bâtiment comprend les éléments suivants :

Les faces extérieures des murs de façade sont recouvertes d'un enduit de

ciment

Les murs et les plafonds sont revêtus d'un enduit de plâtre

Les planchers et les escaliers sont recouverts de carrelage

### **Escaliers :**

Le bâtiment est équipé de deux types d'escalier :

**RDC :** Trois volées d'escalier reliées par deux paliers avec une hauteur de 3.40m

**ETAGE COURANTE :** Trois volées d'escalier reliées par deux paliers avec une hauteur de 3.06m

#### ➤ **L'Acrotère:**

La terrasse est inaccessible donc le niveau supérieur est entouré d'un acrotère en béton armé à une hauteur qui varie entre 70cm et 100 cm et d'une épaisseur de 10 cm

#### ➤ **Fondations:**

L'infrastructure comprend les éléments structuraux des sous-sol éventuels ainsi que le système de fondation. Ces composants doivent former un ensemble solide et rigide capable de supporter les charges verticales et de transmettre les charges sismiques horizontales. Il faut être conçu de manière à limiter les tassements différentiels. Il est essentiel que le système de fondation soit uniforme et homogène pour assurer la stabilité globale de la structure

#### ➤ **Type de coffrage utilisé:**

les éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres et voiles sont

construits a l'aide de coffrage en métal ou en bois, les planchers a corps creux et les escaliers.

# CHAPITRE

## *II :*

### *Caractéristiques mécaniques des matériaux*

## II.1 Introduction : [2]

Les caractéristiques mécaniques des matériaux désignent les propriétés physiques qui décrivent le comportement d'un matériau soumis des contraintes ou a des forces externes. Ces caractéristiques sont importantes pour comprendre comment les matériaux réagissent et se déforment sous l'influences de charge de température ou d'autre conditions environnemental

## II.2 Béton:

### ❖ Définition :

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle ». On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques.

Il est largement utilisé dans le domaine de la construction, que ce soit pour les bâtiments ou les travaux publics. La qualité du ciment utilisé et ses caractéristiques dépendent des proportions de calcaire et d'argile

Avec 2 types de granulats :

Le sable, qui a une dimension inférieure à 5mm Sable grossier  $0 < D_g < 5\text{mm}$  400L

- Le gravier, qui a une dimension inférieure à 25 mm
- L'eau utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton.

### • II.2.1Avantage et inconvénient du béton armé :

- ❖ **Les avantages:** capable de supporter, sans comparaison, des tractions et des compressions énormes ,Et l'aspect économique, sa grande souplesse d'utilisation, résistant au feu, aux intempéries et aux catastrophes naturelles.
- ❖ **Les inconvénients:** la potentialité de causer des accidents plus graves et la difficulté de modifier des ouvrages déjà réalisés.

Brutalité des accidents : en cas de mauvais calculs de réalisation, les accidents qui surviennent dans les réalisations à béton armé sont généralement brutaux et soudains.

## II.3 Préparation du béton :

Le dosage d'un mètre cube de béton est la suivant :

Ciment:350Kg/m<sup>3</sup> (CPJ42.5).

Gravier:800 Litre/m<sup>3</sup>( $\varphi \leq 25\text{mm}$ ).

Eau:180 L/m<sup>3</sup>.

### ❖ Le ciment :

Est un liant hydraulique utilisé dans la préparation du béton. Son rôle principal est d'agir comme la "colle" qui maintient les blocs ensemble.

### ❖ Les granulats :

Parfois appelé aussi agrégat, est un fragment de roche rugueux (concassage) ou arrondi jouent un rôle primordial dans le béton

C'est l'ensemble de grains minéraux appelés, fines, sables, gravillons ou cailloux, suivant leur dimension comprise entre 0 et 80mm.

### ❖ L'eau :

L'eau est nécessaire car elle confère au béton une ouvrabilité adéquate et permet les réactions d'hydratation du ciment qui conduisent à la prise et au durcissement. La présence de chlorures dans l'eau peut provoquer une réaction chimique qui altère la prise du ciment

### ❖ Les adjuvants :

les adjuvants s'imposent comme un composant essentiel et incontournable des bétons modernes. Ils sont un catalyseur essentiel de l'évolution technologique des bétons, que ce soit au niveau des propriétés à l'état frais des bétons (facilité et confort de mise en œuvre), qu'en termes de performances mécaniques et de résistances.

## II.4 Caractéristique physique et mécanique du béton :

### II.4.1 Masse volumique:

Masse volumique béton a granulats courant : 2200 a 2400 kg / m<sup>3</sup>.

Masse volumique béton a granulats légers : 700 a 1500 kg / m<sup>3</sup>.

Masse volumique béton a granulats lourds : 3500 a 4000 kg / m<sup>3</sup>.

Masse volumique béton : 2500 kg / m<sup>3</sup>.

### II.4.2 La déformation des bétons :

#### ❖ La déformation thermique (dilatation) :

La dilatation thermique est l'expansion à pression constante du volume d'un corps occasionné par son réchauffement, généralement imperceptible la coefficient de dilatation thermique du béton est estimé à  $1 \times 10^{-5}$  :

$$\frac{\Delta l}{l} = \pm 2 \times 10^{-4}$$

#### ❖ Le retrait :

Le retrait du béton correspond à des variations dimensionnelles (contraction) de la pâte de ciment, mettant en jeu des phénomènes hydriques, thermiques, ou

mécaniques, Ce phénomène est généralement amélioré par une baisse de la température.

❖ **Le fluage :**

la faculté du béton à se déformer lorsqu'il est soumis à un chargement mécanique maintenu constant dans le temps observé lorsque le béton est soumis à une charge constante sur une longue durée.

**II.4.3 Résistance du béton :**

❖ **Résistance à la compression  $f_{cj}$ : BAEL91 (artA2.1.11)**

$f_{cj}$  c'est un certain nombre d'âge du béton obtenue a partir d'essais réalisé sur des échantillons de 16cm x 32cm et la valeur le plus utilisée c'est la résistance a 28 jours note  $f_{c28}$ .

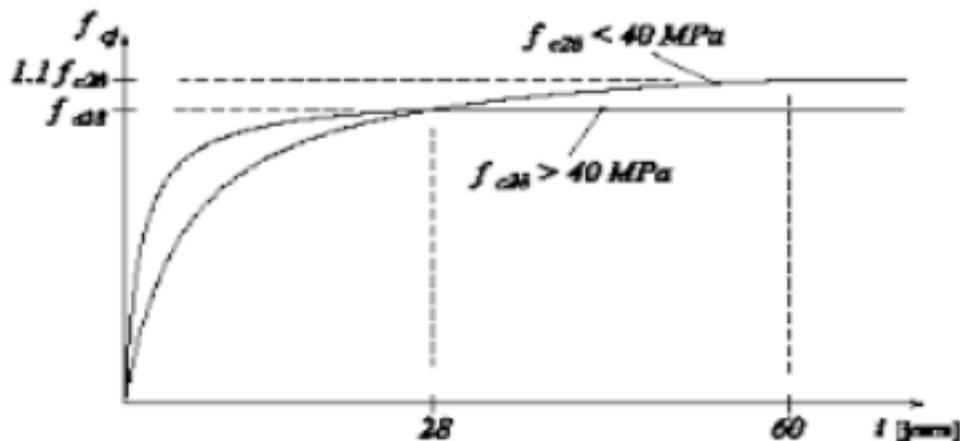
**Des resistances  $f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$  :**

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad j < 60 \text{ jours.} \longrightarrow$$

$$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \quad j < 60 \text{ jours.} \longrightarrow$$

- **des résistances  $f_{c28} > 40 \text{MPa}$  :**

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad j < 28 \text{ jours}$$



**Figure II.1.** Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

❖ **Résistance caractéristique à la traction: BAEL91 (art.2.1.12)**

Note par  $f_{ij}$  déterminer par les relations suivantes :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \rightarrow f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{ij} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \rightarrow f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Evolution de la résistance à la traction  $f_{ij}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$ .

$f_{c28}$ MPa	16	20	22	25	30
$f_{t28}$ MPa	1.56	1.8	1.92	2.1	2.4

**II.4.4 Pour notre étude on prend :**

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

❖ **Méthode de calcul:**

basée sur les principes fondamentaux et a abouti à l'utilisation de la méthode de calcul aux états limites grâce à de nombreux essais réalisés à travers différents pays, des modifications significatives ont été apportées.

**II.4.5 Définition des états limites : (art 1.II ; BAEL 91 modifié99 ; P14)**

Les états limites sont regroupés en deux catégories distinctes :

❖ **Etat limite ultime E.L.U:**

Les États-Limites Ultimes (ELU) concernent la sécurité des personnes et/ou la sécurité de la structure et des biens. Ils incluent éventuellement les états précédant un effondrement, la ruine ou une rupture de la structure. et ne peut être dépassée en raison des facteurs suivants :

- Perte d'équilibre statique.
- Rupture de section due à une déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambage).
- Transformation de la structure en un mécanisme. Les états limites ultimes sont associés à une rupture qui entraîne un effondrement total ou partiel de la structure considérée, ce qui compromet la sécurité des personnes.

### ❖ **Etat limite de service E.L.S :**

Les États-Limites de Service (ELS) correspondent à des états de la structure lui causant des dommages limités, ou à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour la structure

- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- La corrosion des armatures insuffisamment protégées, ce qui peut compromettre la durabilité de l'ouvrage
- des déformations excessives de l'ouvrage peuvent entraîner des problèmes tels que la fissuration des cloisons ou des carrelages sur une dalle trop fléchie

La contrainte de compression de béton à l'ELS est limitée  $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_{bc}=0.6f_{c28}.$$

### **II.4.6 Déformation et contrainte de calcul:**

On a utilisé pour plusieurs fois un diagramme appelé "parabole-rectangle"

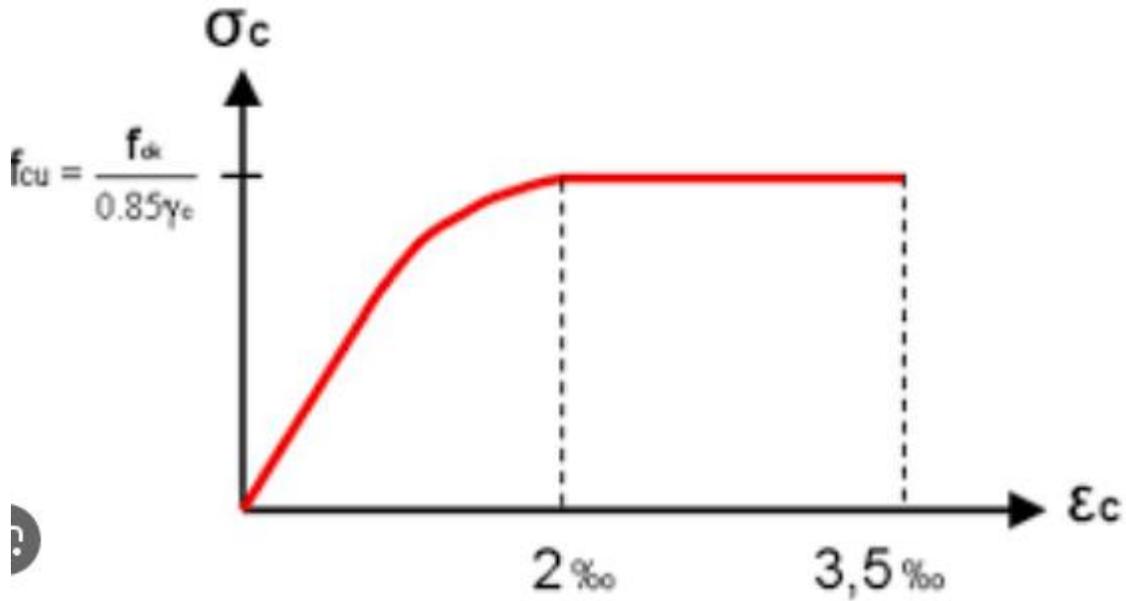
Et Parfois dans un souci de simplification un diagramme rectangulaire

### ❖ **Diagramme parabole rectangle:**

#### **ELU:**

Dans l'ELU on a utilisé le diagramme contraintes déformation et il est permis d'évaluer le comportement du béton sous des charges élevées lorsqu'il s'agit de la compression du béton à

des contraintes de 2 % et 3.5 %



**Figure II.2 :** diagramme sous sollicitation de compression du béton

La valeur de contrainte pour une déformation supérieure :

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

$\epsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression .

- $f_{bc}$  : contrainte de calcul pour  $2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\%$ .
- $f_{c22}$  : résistance caractéristique à la compression du béton à « 22 » jours .
- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  cas général.

$\gamma_b = 1,15$  combinaison accidentelle.

D'où la contrainte  $\sigma_{bc}$  est en fonction de son raccourcissement

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\% \rightarrow \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc} (4 - 103 \times \epsilon_{bc})$$

$$2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\% \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

$\Theta$  est un coefficient quotient compte de la durée application décharges:

$$\Theta = 1 \quad \rightarrow \quad \text{durée} > 24$$

$\Theta = 0,9 \rightarrow 1h \leq \text{durée} \leq 24h$

$\Theta = 0,85 \rightarrow \text{durée} < 1h$

### ELS:

Etat limite service symbolisée par  $\sigma_{bc}$ , a une valeur de  $\sigma_{bc}=0.6 f_{c28}$

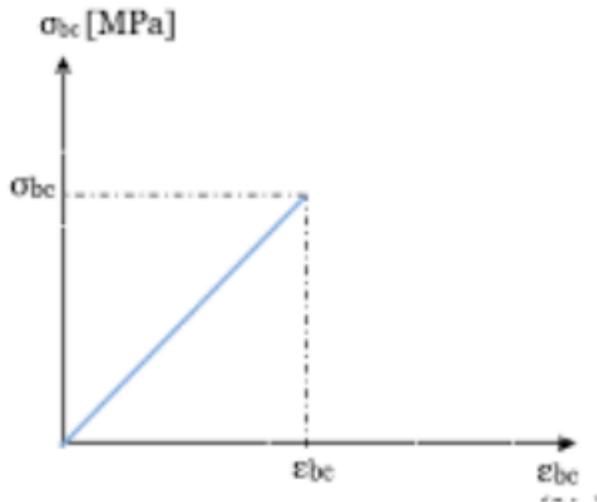
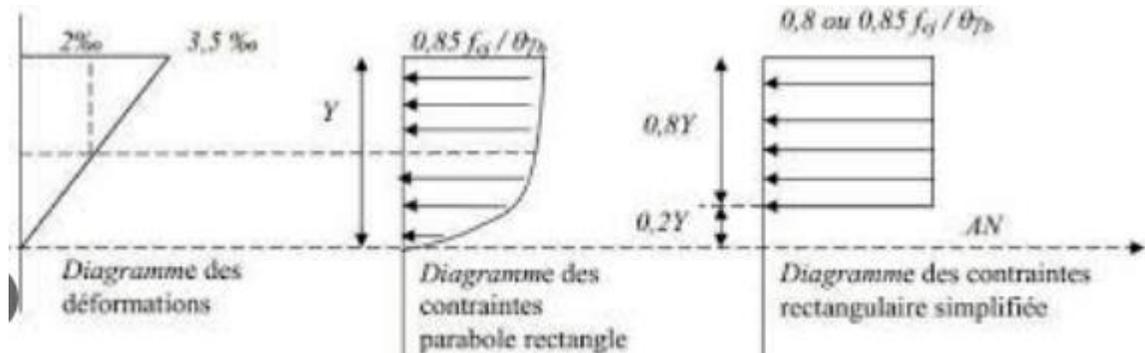


Figure II.3. Diagramme contrainte déformation de béton à l'ELS

### Diagramme rectangulaire : (art5.II.2 ; BAEL91 modifié99.p81)

Est possible d'utiliser un diagramme rectangulaire simplifié pour représenté le comportement du matériau lorsque la section est partiellement



Sur une distance de  $0,2y$ , à partir de l'axe neutre, la contrainte est nulle. Sur la distance restante de  $0,8y$ , la contrainte dans les zones comprimées où la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées a une valeur de  $(0,85 f_{cj} / \gamma_b \theta)$ . Dans les zones comprimées où la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres, la contrainte a une valeur de  $(0,8 f_{cj} / \theta \gamma_b)$

## II.4.7 Déformation longitudinale du béton:

Le rapport entre la déformation transversale et longitudinale est défini comme étant le « coefficient de Poisson ». On adopte en générale la valeur de 0.2 lorsque le béton n'est pas fissuré à (ELS), et la valeur 0 dans le cas contraire à (ELU).

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

$$f_{c28}=25\text{MPa} \quad E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$$

Lorsque des contraintes normales de longue durée (supérieures à 24 heures) sont appliquées, il est admis que le module de déformation longitudinale différée est égal à :

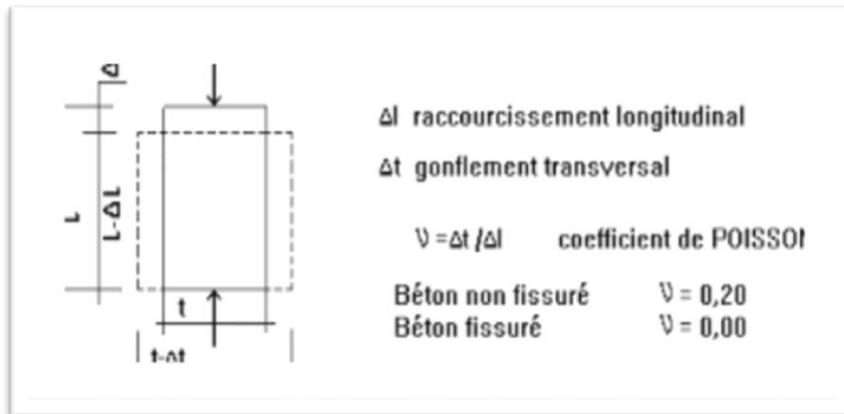
$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

$$f_{c28}=25\text{MPa} \quad E_{ij} = 10818 \text{ MPa}$$

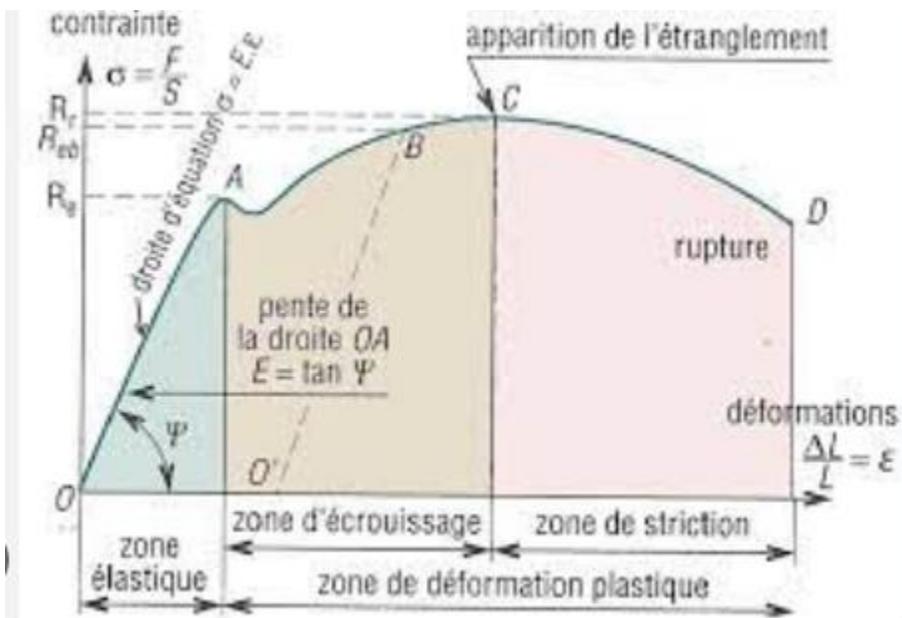
## II.4.8 Déformation transversale du béton :

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

$\nu$ : Coefficient de Poisson donné par l'article A2.1.3 du BAEL 91



$\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations.  $\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations



**Figure II.5** : module de déformation transversale.

- ❖ **De cisaillement** : (article A.5.1.2 du BAEL91).
- ❖ La contrainte tangente ultime, symbolisée par  $\tau_u$  et décrite dans le BAEL99, est définie de la manière suivante  $\alpha = 90^\circ$
- ❖  $\tau_u = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b; 5 \text{ MPa})$  en FPN
- ❖  $\tau_u = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b; 4 \text{ MPa})$  en FPN ou FTP

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

## II.5 L'acier :

### ❖ Définition :

L'acier est un matériau ferreux qui se distingue à la fois du fer et de la fonte. C'est un alliage métallique dont l'élément chimique principal est le fer et d'une faible quantité de carbone. C'est la présence (entre 0,02 % et 2 % en masse) de cet élément chimique qui octroie à l'acier ses propriétés spécifiques.

### ➤ Les treillis soudés (TS)

Le treillis soudé est une armature utilisée pour renforcer les ouvrages en béton, également appelé ferrailage, est une armature métallique faite de fils d'acier croisés, soudés entre eux aux points de croisement. L'utilisation d'un treillis soudé dans le béton permet de le renforcer et de réaliser une construction en béton armé. Le béton armé conjugue ainsi la résistance à la compression du béton et la résistance à la traction de l'acier

- Les treillis soudés à fils tréfilés lisses appelés **TSL**
- Les treillis soudés à fils à haute adhérence appelés **TSHA**

### ➤ Acier rond lisse RL ( $\Phi$ ou RL) :

Est fabriqué à partir d'aciers doux qui sont laminés à chaud pour obtenir une surface lisse, sans aspérités. Les nuances couramment utilisées pour ce type d'acier sont **Fe E 215** et **Fe E 235**.

### ➤ L'acier de haute adhérence (HA) :

Est produit en laminant à chaud un acier naturellement dur, ou dont les propriétés mécaniques sont obtenues grâce à une composition chimique spécifique présentent une surface striée avec des crénelures de différentes formes, Les caractéristiques mécaniques des aciers pour béton armé dépendent de la nuance de l'acier.

Le rond à béton torsadé Fe E400 est une tige en acier doux laminé à chaud. D'utilisation courante en maçonnerie, il est utilisé comme armature secondaire pour renforcer des ouvrages en béton armé : dalles, chapes, fondations ou chaînages. Fe500 indique qu'il s'agit d'un acier qui résiste en compression comme en traction à 500 Mégas pascal (MPa) qui représente sa limite d'élasticité.

### II.5.1 Caractéristique mécanique :

La justification repose principalement sur la limite d'élasticité garantie, désignée par " $f_e$ " Le module d'élasticité longitudinale " $E_s$ " est également pris en compte et est généralement constant :

**$E_s = 200\ 000\text{MPa}$**

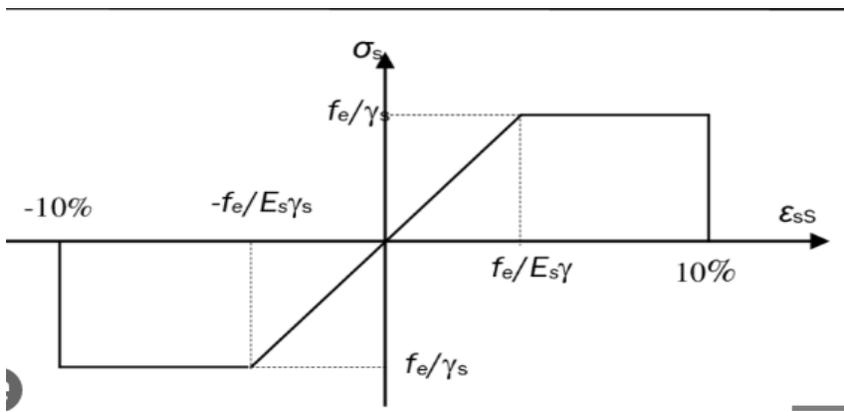


Figure II.6 : Diagramme contrainte-déformation.

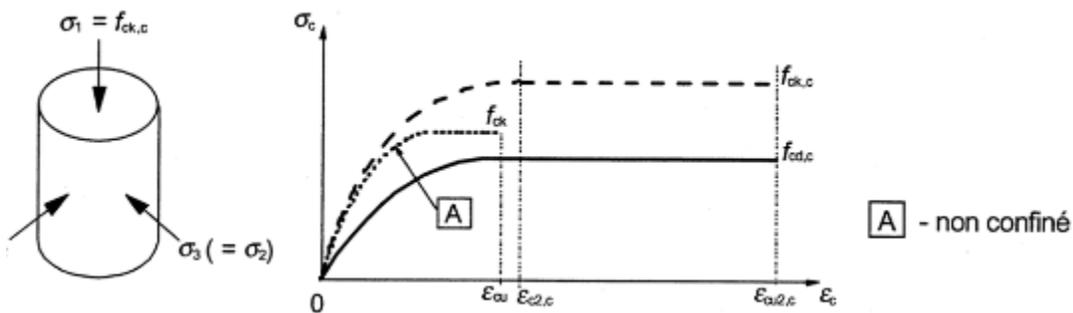


Figure II.7 : Diagramme contrainte-déformation ELU.

- ✓  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité prend la valeur suivante :
- ✓  $\gamma_s = 1$  pour des combinaisons accidentelles.
- ✓  $\gamma_s = 1.15$  pour les autres combinaisons.

### Contraintes admissibles en ELS :

Lors de l'état limite de service, les vérifications concernant les aciers sont axées sur la limite d'ouverture des fissures. L'évaluation du degré de nuisibilité de l'ouverture des fissures dépend de divers facteurs tels que l'environnement (agressif ou non)

- Si fissuration peut préjudiciable :

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

- Si la fissuration est préjudiciable:

$$\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right)$$

- Si la fissuration est très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta} f_{tj})$$

#### Avec :

- $\eta$  : Coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$  pour les ronds lisses.
- $\eta = 1.6$  pour les armatures à haute adhérence ( $\phi \geq 6\text{mm}$ ).
- $\eta = 1.3$  pour les armatures à haute adhérence ( $\phi \leq 6\text{mm}$ ).

### ❖ Poids volumique :

Acier : 78.5KN/m

Béton armé : 25KN/m

Béton non armé : 22KN/ m<sup>3</sup>

### Etats limites :

Les Règles BAEL comportent, après des Règles générales, une partie concernant les ossatures et éléments courants des structures en béton armé qui définit des règles de calcul ou de dispositions constructives applicables à de nombreux éléments d'ouvrages.

- L'état limite ultime de résistance (ELUR), qui concerne la capacité de résistance maximale de la structure.
- L'état limite de service (ELS), qui prend en compte les conditions de fonctionnement normales de la structure et vise à garantir son bon fonctionnement et sa durabilité.

## E.L. U. R :

Dans le calcul des structures, état limite correspondant à la résistance de calcul du matériau, à l'équilibre statique de l'ouvrage ou à la stabilité de forme de l'un de ses éléments. conformément aux réglementations parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003). De plus, il est nécessaire de vérifier que l'état limite ultime de résistance (ELUR) n'est pas atteint, en prenant en compte le fait que les charges sismiques sont provoquées comme des charges accidentelles.

Les limitations suivantes s'appliquent aux déformations des matériaux :

- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10% pour tous les cas.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5% en cas de flexion composée ou simple, et limité à 2% en cas de compression simple.

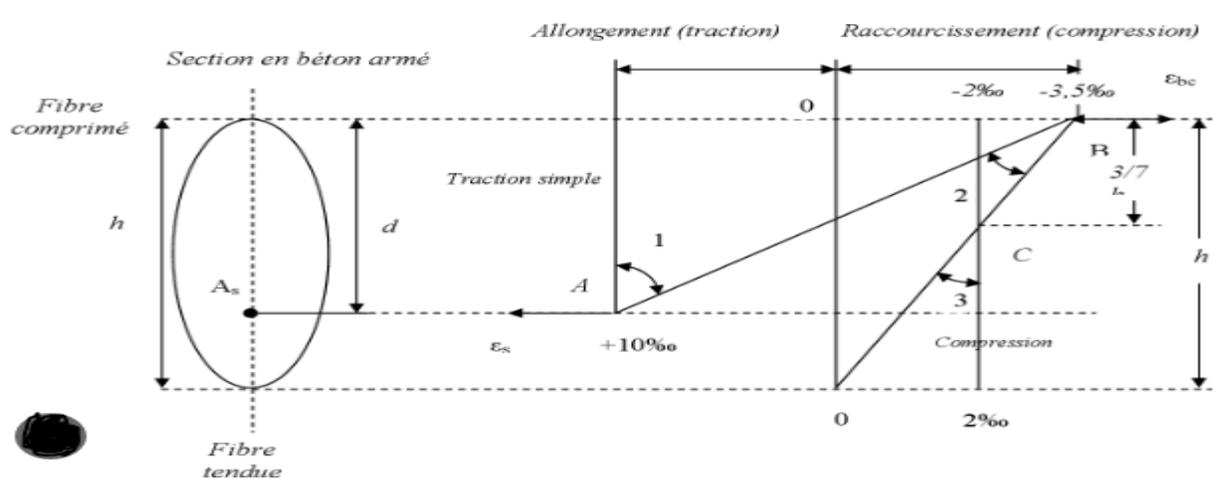


Figure II.8 : diagramme de 3 pivots

Ces points, appelés pivots, sont définis de la manière suivante :

- **Point A** : Il correspond à un allongement de 10‰ (pour mille) de l'armature la plus tendue, supposée concentrée au centre de gravité (CDG) de l'ensemble des armatures tendues.
- **Point B** : Il correspond à un raccourcissement de 3,5‰ (pour mille) du béton dans la fibre la plus comprimée.
- **Point C** : Il correspond à un raccourcissement de 2‰ de la fibre de béton située à une distance égale à  $3/7h$  de la fibre la plus comprimée (où  $h$  représente la hauteur totale de la section).

## II.6 Les sollicitations de calcul :

1,35G + 1,5Q.

### II.6.1 L'état limite de service (ELS) :

Les États-Limites de Service (ELS) correspondent à des états de la structure lui causant des dommages limités, ou à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour la structure (ou un élément de la structure) ne sont plus satisfaites : fonctionnement de la structure ou des éléments

### II.6.2 Hypothèses de calcul (BAEL91) :

Les hypothèses de calcul énoncées dans le BAEL91 sont les suivantes :

- 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 diagramme contrainte-déformation du béton est approximé par une parabole suivie d'un rectangle.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à  $\epsilon_s = 10\text{‰}$ .

Les diagrammes de déformation d'une section droite doivent passer au moins par l'un des trois pivots définis.

### II.6.3 Pour les charges normales :

G + Q

Si des forces horizontales dues au séisme interviennent, les règles parasismiques algériennes comportent les combinaisons d'action suivantes

- $G + Q + E.$
- $G + Q + 1,2E.$
- $G + Q - 1,2E.$
- $G + 0,8E.$

$G$  :représente la charge permanente.  
 $Q$  :représente la charge d'exploitation.

## II.7 Le choix des matériaux lors de la conception du projet :

### ❖ Béton :

Ciment dosé à 350 kg/m<sup>3</sup>.

$F_{C28} = 25M$        $F_{t28} = 2.1M$        $E_{tj} = 32164.19MPa.$        $E_{vj} = 10818.86MPa.$

$\gamma_b = 1.5.$        $f_{bu} = 14.2MPa.$

### ❖ Acier :

Des barres (HA) Fe 400.       $F_{su} = 348MPa.$        $\gamma_S = 1.15.$

$E_S = 200\ 000MPa$        $\eta = 1,6$  pour Haute Adhérence.

### II.7.1 Règles et Normes de calcul :

**RPA 99/version2003** : Les règles parasismiques algériennes.

**BAEL 91** : Les règles concernant le béton armé aux états limites.

**CBA 93** : Les règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

**DTR-BC-2.2** : Les Documents Techniques Réglementaires relatifs aux charges permanentes et aux charges d'exploitation

# Chapitre *III*

## Le pré dimensionnement des éléments

### III.1.Introduction [3]

A pour le pré calcul des sections des différents éléments résistants de la structure il sera fait selon les règles techniques BAEL révisée 99 et dont le but est d'arriver à déterminer des épaisseurs économiques afin d'éviter un surcoût d'acier et du béton

#### Sollicitations verticales :

Est pour les charges permanentes et d'exploitations résultant sur les planchers les poutrelles et les poteaux, qui sont ensuite transmises au sol par le biais des fondations.

#### ❖ Sollicitations horizontales :

Principalement causée par les forces sismiques et ils sont supportées par les éléments de contreventement tels que les portiques. Le pré-dimensionnement de tous les éléments de la structure est effectué en respectant les règles établies par le B.A.E.L 91, le CBA93 et le R.P.A 99 / Version 2003

### III.2. Pré dimensionnement des éléments

#### III.2.1. Planchers en corps creux :

##### a) Corps creux et dalle de compression :

- b) Dans notre structure, les planchers sont de type "à corps creux", où les vides présents dans les corps creux n'apportent pas de contribution à la résistance de l'ouvrage. Cependant, ils offrent un élément d'une rigidité infinie dans le plan de la structure. L'épaisseur des dalles est généralement déterminée en fonction des conditions d'utilisation et de résistance

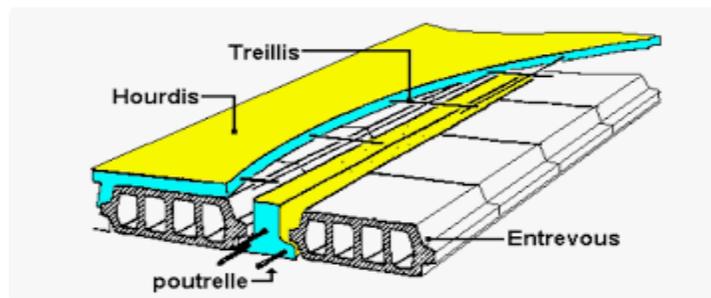


Figure III.1 Planchers en corps creux.

L'épaisseur du plancher est conditionnée par : (CBA 93(Art B.6.8.4.2.4))

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

L: plus grande portée dans les sens considérés

$h_t$ : épaisseur de la dalle de compression + corps creux

$$h_t \geq \frac{550}{22.5} = 24.44 \text{ cm} \implies h_t = 24 \text{ cm}$$

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

### a) Nervure: CBA93 (Art A.4.1.3) :

La forme de la section transversale des nervures est considérée comme étant similaire à une section en forme de "T", avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = b_0 + 2b_1$$

La largeur de la partie supérieure de la section en T

La largeur de la table de compression est égale à :

$$\frac{h_t}{3} \leq b_0 \leq \frac{h_t}{2} \quad \frac{24}{3} \leq b_0 \leq \frac{24}{2}$$

$$8 \leq b_0 \leq 12$$

On prend :  $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b_1 = \min\left(\frac{L}{10}; \frac{L_0}{2}\right) \implies b_1 = \min\left(\frac{550}{10}; \frac{55}{2}\right)$$

$$b_1 = \min(55 ; 27.5)$$

- L : la portée de la travée

L<sub>0</sub> : la distance entre les faces voisines de deux nervures

Donc  $b_1 = 27.5$

Et

$$B1=b2$$

$$b = b_1 + 2b_2 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

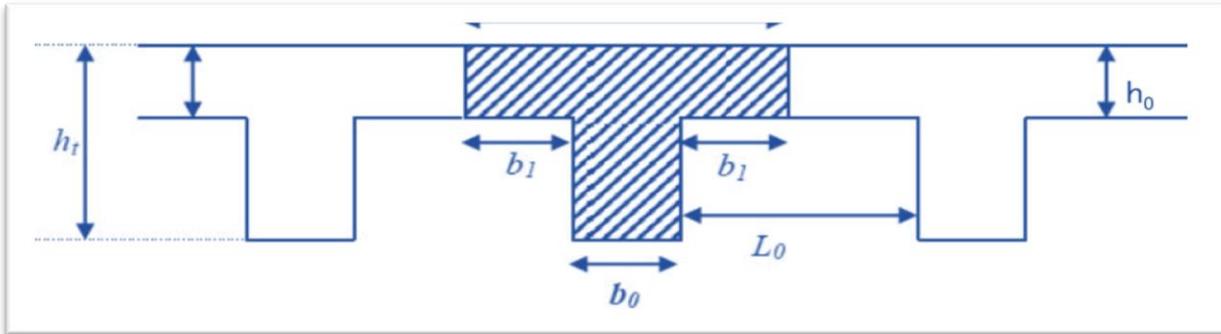


Figure III-2 : La dimension de la nervure

### III.2.2 Les poutres :

La poutre est l'élément du gros œuvre qui entre dans la composition de l'ossature du bâtiment. Elle a pour rôle de reprendre les charges du mobilier, du poids propre des matériaux (hourdis, plancher, revêtements) pour les transmettre aux poteaux ou murs porteurs.

Charges et surcharges. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 et vérifie les dimensions données par le RPA2003 version 2003.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage. et la vérification doit être :

$$\text{D'après le BAEL91 : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \implies 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$\text{D'après le RPA99 version 2003 } \frac{h}{b} \leq h \geq 30 \text{ cm}$$

Avec :

L : travée de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

## Les poutres principales :

On a :  $L = 5.5 \text{ m}$

➤ Selon le BAEL91 :

➤  $36.33 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}$      $h = 45 \text{ cm}$

$18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$      $b = 30 \text{ cm}$

➤ Vérifications selon le RPA99 version 2003 :

$h = 45 \text{ cm}$      $h \geq 30 \text{ cm}$ ..... Vérifié.

$b = 30 \text{ cm}$      $h \geq 20 \text{ cm}$ ..... Vérifié.

$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 \frac{h}{b} \leq 4$ ..... Vérifié

On opte une section  $(b, h) = (30, 45) \text{ cm}^2$

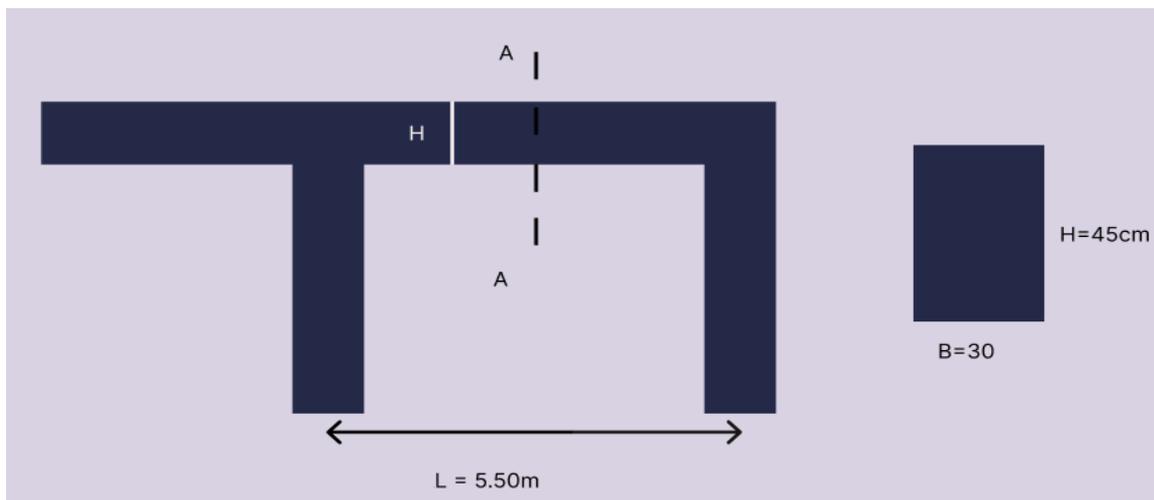


Figure III.3. Schéma de poutre principales.

## A. Les poutres secondaires:

On a:  $L=5.10$  m.

### ➤ Selon le BAEL91 :

$$34\text{cm} \leq h \leq 51\text{ cm} \quad h=40\text{cm.}$$

$$16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \quad b = 30\text{ cm.}$$

### ➤ Vérifications selon le RPA99 version 2003 :

$$h = 40\text{cm} \quad h \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$b = 30\text{cm} \quad h \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \quad \frac{h}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

On opte une section  $(b, h)=(30,40)$  cm<sup>2</sup>.

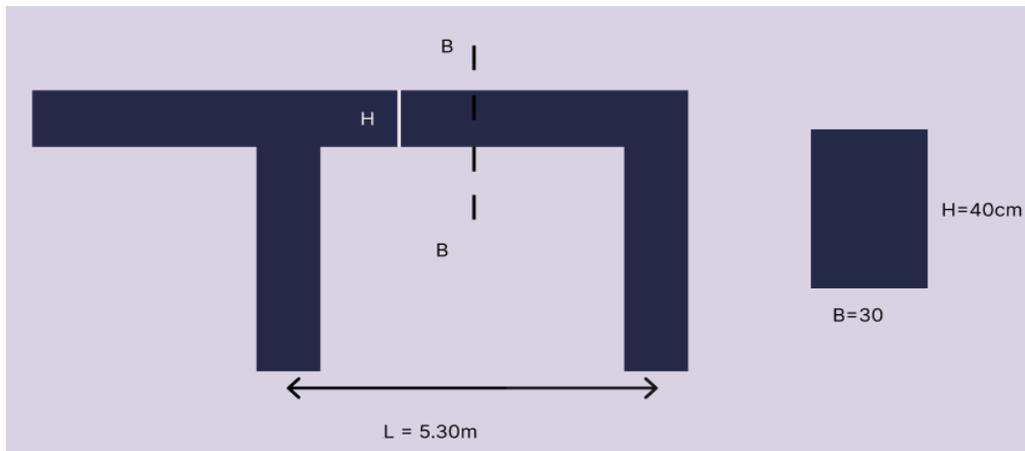


Figure III.4. Schéma de poutres secondaire

## III.2.3 Les poteaux:

Les poteaux supportent des charges verticales constituées des charges permanentes et des surcharges des poutres et des planchers qui s'appuient sur eux, soit directement, soit par l'intermédiaire des poteaux des étages supérieurs. Ils sont en général de section carrée, rectangulaire ou circulaire.

- Poteaux d'angle : Ce sont les poteaux situés aux coins de la structure.

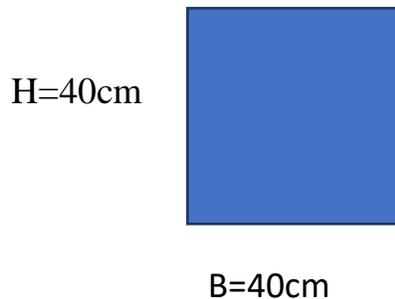
Poteaux de rive ou de façade : Ce sont les poteaux situés le long des côtés extérieurs de la structure.

- Poteaux intermédiaires ou centraux : Ce sont les poteaux situés entre les poteaux d'angle ou de coin et les poteaux de rive ou de façade.
- Pour des raisons architecturales et de mise en œuvre, une section de (40×40) cm<sup>2</sup> est adoptée pour ces poteaux.
- Selon l'article 7.4.1 de la Règle Parasismique Algérienne (RPA), page 48, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire aux exigences en vigueur dans les zones sismiques.

$$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm zone I} \quad \rightarrow \quad \min(40, 40) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

$$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \quad \rightarrow \quad \min(40, 40) \geq \frac{300}{20} = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

$$\frac{h}{b} < \frac{40}{40} < 4 \quad \rightarrow \quad \frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$



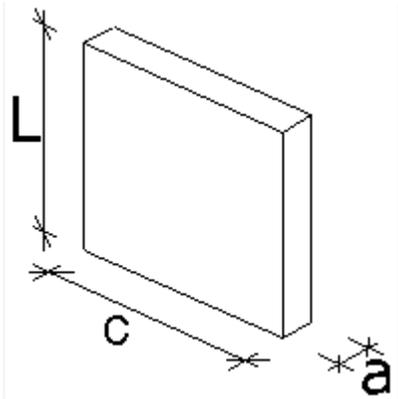
Donc : la section transversale de poteau (b, h) cm = (40, 40) cm

### III.2.4 Les Voiles :

On appelle voile de béton une paroi verticale en béton armé, banchée in situ. Une voile mince désigne une coque de béton armé (exemples : le CNIT à la Défense, les

Maisons bulles réalisées sans coffrage, le micro-béton est posé ou projeté sur le ferrailage) qui permet à un véhicule d'avancer sous l'action du vent et les séismes

L'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité des extrémités



**Figure III-5** : Dimension de voile.

- D'après RPA 2003 l'article (7.7.1 page 70) l'épaisseur minimale « a » est de 15 cm ; il doit vérifier les conditions suivantes :

❖ **L'épaisseur du voile :**

$$h_e = 340 - 40 = 300\text{cm}$$

$$a \geq h_e/20$$

$$a \geq 300/20 = 15\text{cm}$$

On adopte  $e=20\text{cm}$  pour tous les voiles.

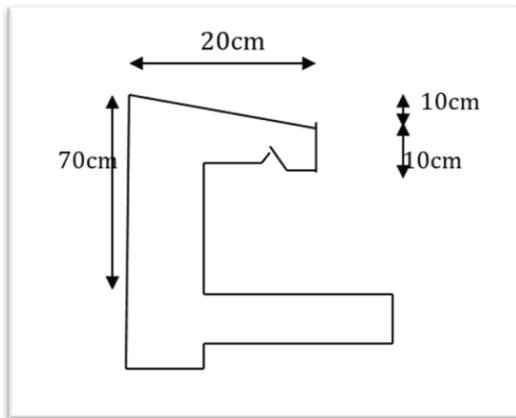
❖ **a longueur du voile :  $L \geq 4a$**

$$L \geq 6$$

### III.2.5 L'acrotère :

L'acrotère est un petit muret qui étend verticalement une façade jusqu'au-dessus du niveau de la toiture. Bien que l'acrotère soit considéré comme un support pour les garde-corps, ce n'est pas sa fonction principale, car il peut ou non être installé sur un toit accessible. Les dimensions de l'acrotère peuvent varier en fonction des

exigences spécifiques du projet et des contraintes de conception. Les dimensions typiques de l'acrotère dépendront de la hauteur souhaitée pour la protection et de l'épaisseur du revêtement d'étanchéité qui sera utilisé.



**Figure III.6:** Coffrage de l'acrotère.

- **La Surface de l'acrotère:**

$$S = (0,70 \times 0,10) + (0,05 \times 0,1) + \left( \frac{0,05 \times 0,1}{2} \right) = 0,0775 \text{m.}$$

- **Le Périmètre de l'acrotère :**

$$P = [0,7 + 0,1 + 0,1 + 0,05 + 0,1 + 0,6] = 1,65 \text{m.}$$

### III.2.6 Escaliers:

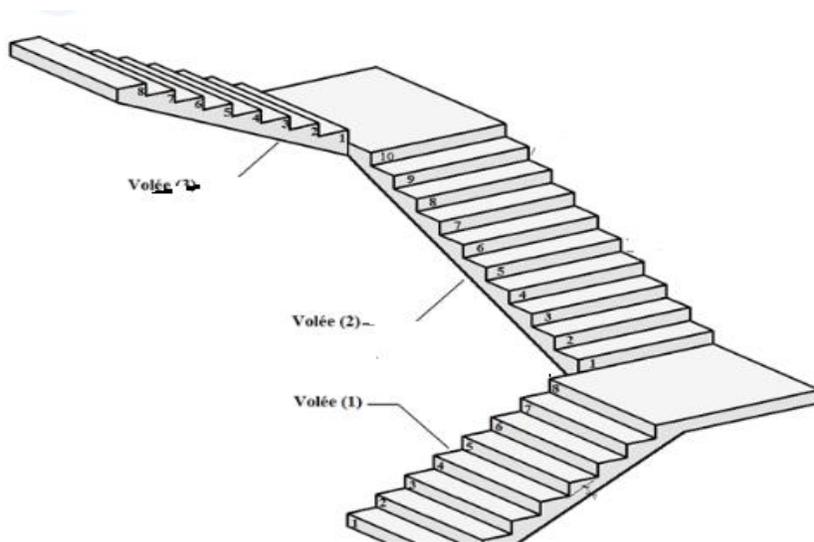
Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Le terme a une origine étymologique latine, *scala* signifiant échelle. Le métier correspondant est celui d'escalierneur.

Par extension, ce type de construction a donné son nom à un escalier, voie piétonne, à ciel ouvert ou couverte, constituée d'une ou plusieurs marches.

**L'escalier de type (1) :** Cet escalier est constitué de deux volées de marches reliées par un palier de repos. Il offre une transition en douceur entre les deux niveaux

**L'escalier de type (2) :** Ce type d'escalier comprend trois volées de marches et deux

paliers de repos. Il permet une transition plus étendue entre les différents niveaux, offrant ainsi davantage de confort et de commodité.



**Figure III-7** :Schéma de l'escalier1.

Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise généralement la formule de Blondel.

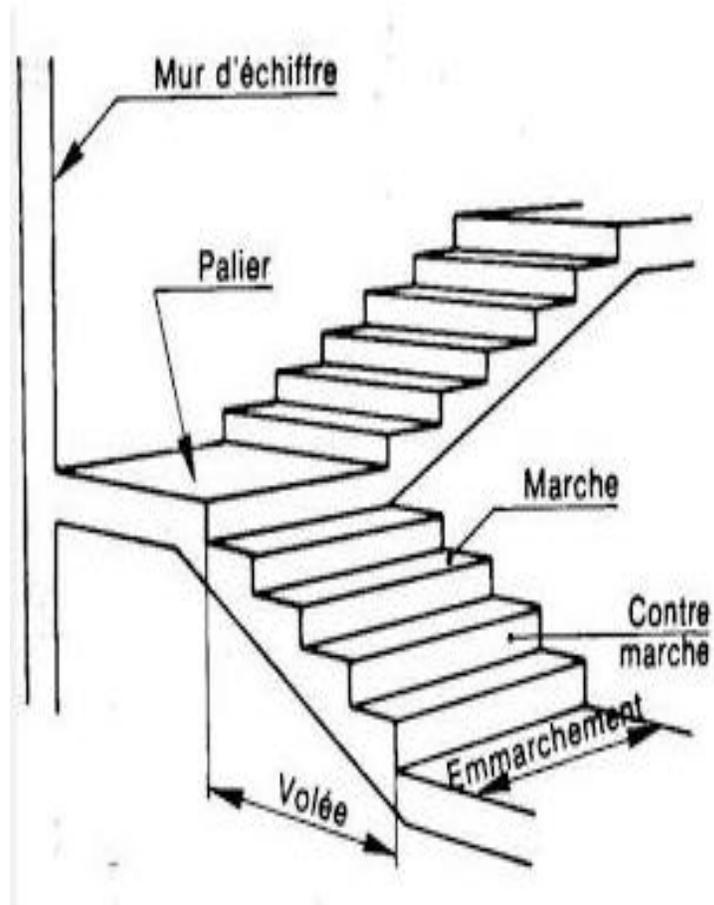
$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$$

- ✓ Le nombre de marche :  $m = (n-1)$ .
- ✓ Le Nombre de contre marche :  $n = H'/h$ .
- ✓ Le giron :  $g=L_1/ (n-1)$  ;  $25\text{cm} \leq g \leq 32 \text{ cm.} / g=30$
- ✓ La hauteur de contre marche :  $14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm.}$
- ✓ Choix de la hauteur de contre marche  $h = 17 \text{ cm.}$

➤ **Vérification de formule de BLONDEL:**

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

$$59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \dots \text{condition vérifiée.}$$



**Figure III-7** :Schéma de l'escalier1.

H1

H3



H2

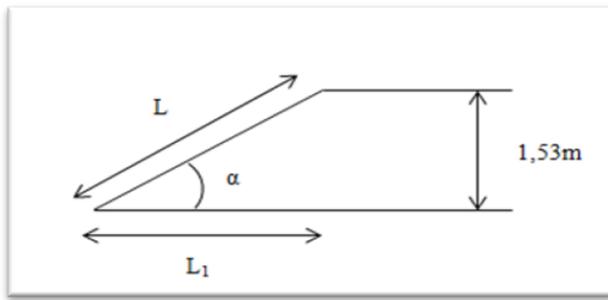
a) **Pour les étages courants:**

- Hauteur d'étage :  $h_e = 306\text{cm}$
- Hauteur de gravir :  $H_1 = H_3 = 85\text{cm}$ .
- Hauteur de gravir :  $H_2 = 136$

➤ **Détermination du nombre des marches:**

Dans le premier cas :  $n = \frac{H'}{h} = \frac{85}{17} = 5\text{marches.}$

Deuxième cas : :  $n = \frac{H'}{h} = \frac{136}{17} = 8\text{marches}$



**Figure III.8.**Schéma de paillasse2

➤ **Longueur de volée:**

$$L_1 = g(n-1)$$

$$L_1 = 0,3 \times (5-1) = 1,2 \text{ m.}$$

$$L_2 = 0,3 \times (8-1) = 2,1 \text{ m}$$

$$\text{tg} \alpha_1 = \frac{H}{L_1} = \frac{85}{240} = 0,35 \quad \alpha = 19,29^\circ$$

$$\text{tg} \alpha_2 = \frac{H}{L_1} = \frac{136}{240} = 0,56 \quad \alpha = 29,24^\circ$$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

$$\text{Sin} \alpha = \frac{H}{L} \quad L = \frac{H}{\text{Sin} \alpha} = \frac{85}{\text{Sin}(19,29)} L = 2,57 \text{ m}$$

$$L_2 = \frac{H}{\text{Sin} \alpha} = \frac{1,36}{\text{Sin}(29,24)} = 2,78 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \frac{2,57}{30} \leq e \leq \frac{2,57}{20} \quad 8,5 \text{ cm} \leq e \leq 12,85$$

**$e_p = 10 \text{ cm.}$**

On adopte  $e = 20$  pour paillasse et palier (du RDC et lestages courants).

### III.2.7 La poutre palière :

C'est une Poutre supportant la paillasse d'un escalier pour servir de support à un

escalier. Elle mesure 3,35 mètres de long et est soumise à une flexion simple en raison de plusieurs charges : le poids propre de la poutre, le poids du mur qu'elle supporte et les charges provenant de l'escalier. Ces charges sont représentées par la valeur maximale entre Ra et Rb.

➤ **Selon le BAEL 91**

On a  $L = 2.6m$

$$\left\{ \begin{array}{l} 23.33cm \leq h \leq 45cm \implies h = 40cm. \\ 12 cm \leq b \leq 30 cm \implies b = 30cm. \end{array} \right.$$

➤ **Vérifications selon le RPA99 version 2003 :**

$$h = 40cm \implies h \leq 40 cm \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$b = 30 cm \implies b \leq 30 cm \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \quad \frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

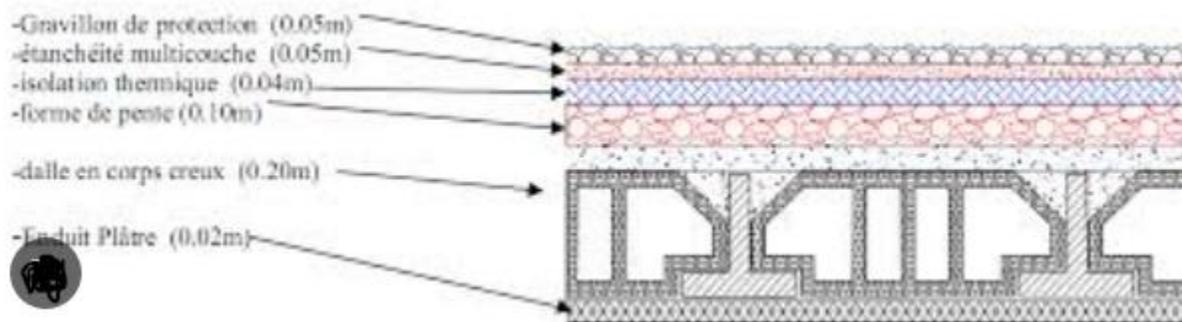
On opte une section  $(b, h) = (30, 40) cm^2$

**III.3 Evaluation des charges (DTRB.C.2.2) :**

**III.3.1. Plancher :**

➤ **Plancher terrasse:**

La terrasse est conçue de manière inaccessible et est construite avec une combinaison de dalles pleines et de planchers en corps creux. Elle est également équipée de multiples couches de protection et d'une forme de pente pour assurer un bon drainage des eaux de pluie.



**Figure III.9**Plancher terrasse inaccessible

Les composantes	Epaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Gravillon de protection</b>	5	20	1
<b>Etanchéité multicouche</b>	3	6	0.18
<b>Pente de béton</b>	4	22	2.2
<b>Isolation phonique</b>	10	4	0.16
<b>Corps creux+dalle</b>	20+4	/	3.2
<b>Enduit déplâtre</b>	1	10	0.1

**G=6.84**

**Charge d'exploitation: Q =1KN/ m<sup>2</sup>**

**Tableau III.1.**Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

## Plancher étage courant :

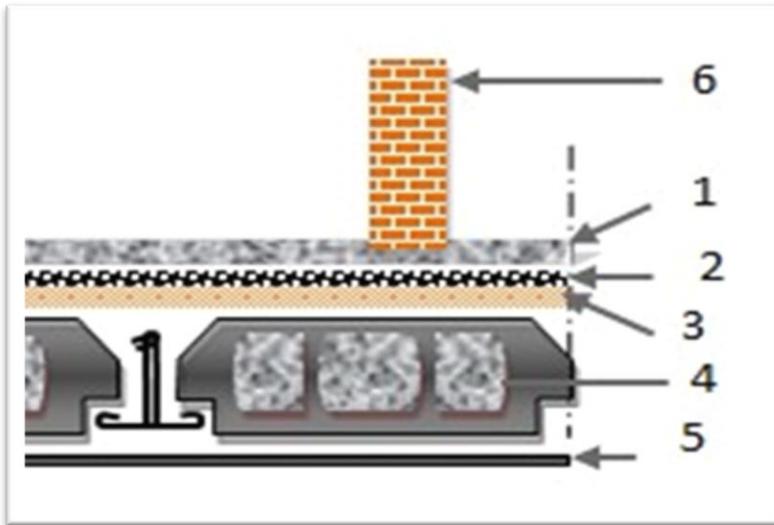


Figure III.10. Plancher étage courant.

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de Pose	2	20	0.4
Lit de sable	3	18	0.54
Corps creux+dalle	20+4	\	3.2
Enduit de plâtre	2	10	0.2
Cloisons légères	10	\	1.3

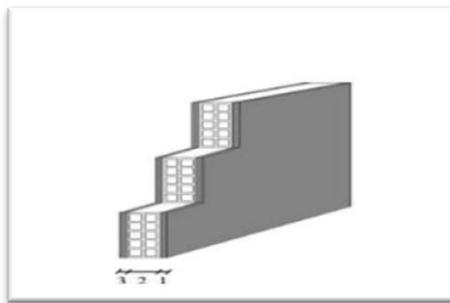
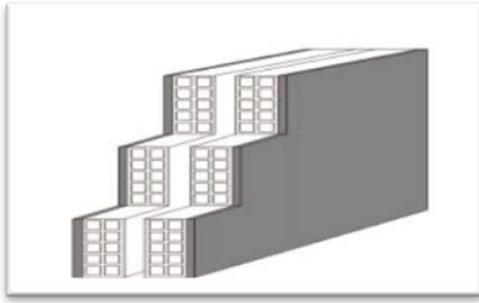
**G=6.08**

Charge d'exploitation:  $Q=1,5\text{KN/m}^2$ .

**Tableau III.2.** Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

### III.3.2 Les murs :

➤ **Pré-dimensionnement :**



Les murs extérieurs

: (10 cm+5+10cm) Murs intérieurs : (10cm)

**Figure III.11** : Dimension des murs extérieurs et intérieurs.

Les composants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	15	09	1.35
Brique creuse	10	09	0.9
Enduite de ciment	2	18	0.36
Enduite de plâtre	2	10	0.20
			<b>G=2.81</b>

**Tableau III.3.** Evaluation des charges de murs extérieurs

Les composants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique ( KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	10	09	0.9
Enduite de plâtre (deux faces)	2	10	0.40
			<b>G=1.30</b>

**Tableau III.4.** Evaluation des charges de murs intérieurs

### III.3.4 Les escaliers:

#### Paillasse:

Les composants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
P.P.de la paillasse	20/ cos (31.79)	25	5.88
P.P. des marches	18/2	25	2.25

<b>Mortier de pose</b>	2	20	0.4
<b>Enduit de ciment</b>	2	18	0.36
<b>P. P de carrelage</b>	/	22	0.44
<b>Garde de cours</b>	/	/	0.1
			<b>G=9.43</b>

**Tableau III.5.**Evaluation des charges sur la volée

### Palier de repose:

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Carrelage</b>	<b>2</b>	<b>22</b>	<b>0.44</b>
<b>Mortier de pose</b>	<b>2</b>	<b>20</b>	<b>0.4</b>
<b>Dalle pleine</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>5.00</b>
<b>Enduit ciment</b>	<b>2</b>	<b>18</b>	<b>0.36</b>
			<b>G=6.20</b>

**Tableau III.6.**Evaluation des charges de palier

**Charge d'exploitation: Q =2,5KN/m<sup>2</sup>** (pour la Paillasse et le palier)

### III.3.6L'acrotère:

**Tableau III.8.**Evaluation des charges de l'acrotère.

Les composantes	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Poids du béton</b>	<b>0,067</b>	<b>25</b>	<b>1,725</b>
<b>Poids de l'enduit ciment(2cm)</b>	<b>0,0296</b>	<b>20</b>	<b>0,592</b>
			<b>G= 2,317</b>

**Charge d'exploitation =1KN/m<sup>2</sup>**

### III.4.La descente des charges:

#### III.4.1Introduction:

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux

fondations.

❖ **Charge permanentes :**

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : plafond, sol, enduits et revêtements quelconques ainsi que ceux des éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs

❖ **Charge d'exploitation:**

Les charges d'exploitation (notées  $Q$  dans la réglementation) sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes.

**III.4.2 LOI DE DEGRISION:**

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites selon les proportions désignées ci-dessous.

- Pour la totale terrasse ..... $Q_0$ .
- Pour le dernier étage .....  $Q$ .
- Pour l'étage immédiatement inférieure ..... $0,9Q$ .
- Pour étage immédiatement inférieure ..... $0,8Q$ .

La réduction des charges se poursuit à chaque étage, diminuant de 10% jusqu'à atteindre une valeur de  $0,5Q$ , qui est ensuite maintenue pour les étages inférieurs suivants.

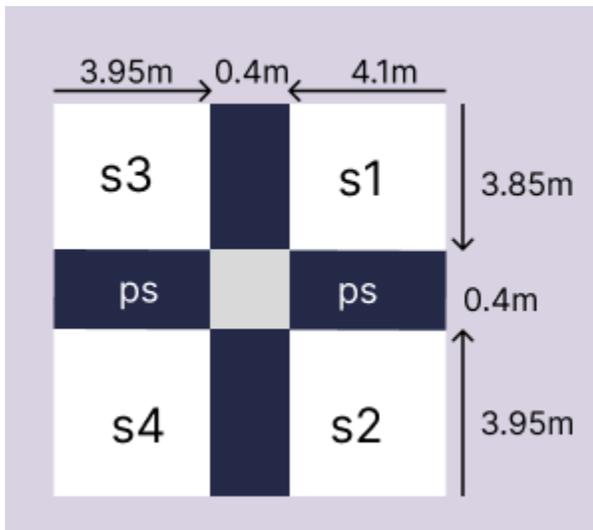
**III.4.3 Le rôle de descente des charges consiste à :**

- Evaluer les charges ( $G$  et  $Q$ ) qui sont transmises aux poteaux.
- Vérifier la section des éléments porteurs pour s'assurer de leur capacité de support.

- **III.4.4 Descente de charge des poteaux**

Dans le processus de pré-dimensionnement, les poteaux seront évalués en utilisant l'état limite ultime (ELU) avec une sollicitation en compression simple. Cela implique de prendre en compte une force  $N_u$  qui sera appliquée à la section de béton du poteau le plus sollicité.

**Poteau intermédiaire:**



**Figure III.12.** Poteau intermédiaire.

❖ **La surface de plancher :**

$$S_1 = \left(\frac{3.85}{2}\right) \times \left(\frac{4.1}{2}\right) = 3.94\text{m}^2 \quad S_3 = \left(\frac{3.95}{2} + 0.1\right) \times \left(\frac{4.95}{2}\right) = 5,13\text{m}^2$$

$$S_2 = \left(\frac{3.95}{2} + 0.1\right) \times \left(\frac{4.1}{2}\right) = 4,25\text{m}^2 \quad S_4 = \left(\frac{3.85}{2}\right) \times \left(\frac{3.95}{2}\right) = 3,80\text{m}^2$$

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 14.12\text{m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = S_p \times G_p$$

$$G_{\text{poteau}} = a \times b \times 25 \times h_e$$

$$G_{\text{poutre}} = (b \times h \times L) \times 25$$

- $S_G(\text{plancher étage courant}) = S_G(\text{plancher terrasse}) = 17.12\text{m}^2$
- $S_Q(\text{plancher terrasse}) = 4,3 \times 4.42 = 19\text{m}^2$
- $S_Q(\text{plancher étage courant}) = 19 - (0.4 \times 0.4) = 18.84\text{m}^2$

❖ **Longueur des poutres:**

✓ Poutre principale:

$$L_p = \left(\frac{5.5}{2}\right) + \left(\frac{5.3}{2}\right) = 5.4\text{m}$$

✓ Poutre secondaire:

$$L_S = \left(\frac{4,7}{2}\right) \times \left(\frac{4,4}{2}\right) = 4.55\text{m}$$

❖ **Les charges:**

- $Q_{\text{(plancher étage courant)}} = 18.8 \times 1.5 = 28.2\text{KN}$
- $Q_{\text{(plancher terrasse)}} = 19 \times 1 = 19\text{KN}$
- $G_{\text{(plancher étage courant)}} = 17.12 \times 6.08 = 104.0.8\text{KN}$
- $G_{\text{(plancher terrasse)}} = 17.12 \times 6.84 = 117.10\text{KN}$
- $G_{\text{(PP+PS)}} = [(0,3 \times 0,45 \times 5.4) + (0,3 \times 0,4 \times 4,55)] \times 25 = 31,87 \text{ KN}$
- $G_{\text{Poteau}} = (0,4 \times 0,4 \times 15) \times 25 = 60\text{KN}$

**Tableau III.9.** Des center des charges sur le poteau intermédiaire

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
N0-0	Plancher terrasse	117.1 0	19
	Poutre (P+S) Sur charge d'exploitation	31.87	
	<b>Total0-0</b>	<b>148.97</b>	19
N1-1	Venant0-0 Plancher d'étage courant	148.97 104.08	28.2
	Poutre (P+S) Sur charge d'exploitation	18.54	
	<b>Total1-1</b>	<b>271.25</b>	<b>47.2</b>
N2-2	Venant1-1 Plancher d'étage courant	<b>271.25</b> 117.10	<b>47.2</b>
	Poutre (P+S) Sur charge d'exploitation	31.87	
	<b>Total2-2</b>	<b>420.22</b>	<b>72.58</b> $0,9 \times 28.2 = 25.38$
N3-3	Venant2-2 Plancher d'étage courant	<b>420.22</b> 117.10	<b>72.58</b>
	Poutre (P+S) Sur charge d'exploitation	31.87	
	<b>Total3-3</b>	<b>569.19</b>	<b>95.14</b> $0,8 \times 28.2 = 22.56$
N4-4	Venant3-3 Plancher d'étage courant	<b>569.19</b> 104.08	<b>95.14</b>
	Poutre (P+S) Sur charge d'exploitation	31.87	
	<b>Total4-4</b>	<b>705.14</b>	<b>114.88</b> $0,7 \times 28.2 = 19.74$
	Venant4-4 Plancher d'étage courant	<b>705.14</b> 104.08	<b>114.88</b>

N5-5	Poutre (P+S)	31.87	
	Poteau Sur charge d'exploitation	60	0,6×28.2=16.92
	<b>Total5-5</b>	<b>901.09</b>	<b>131.8</b>

## A. Vérification la section de Poteau :

### ➤ B.A.E.L91mod99:

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \times \frac{A_s}{B_r} \times \frac{f_e}{y_s}}$$

$N_u$  : L'effort normal ultime maximal agissant sur un poteau intermédiaire.

- $N_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 901,09) + (1,5 \times 131,8)$

$$\implies N_u = 1414,17 \text{ KN}$$

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

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

- $\beta = 0,06 \times \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \implies$  Si  $50 < \lambda \leq 70$

✓ On se fixe un élançement mécanique  $\lambda = 35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :  $\beta = 1,2$

✓ Pourcentage minimal des armatures est de 0,8% en zone IIa, on peut prendre :

$$\text{Selon le BAEL : } A_s / B_r = 0,8\%$$

$A_s$  : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en mm<sup>2</sup>).

$B_r$  : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en cm<sup>2</sup>).

$$B_r = (40-2) \times (40-2) = 1444 \text{ cm}^2$$

- $f_e$ : Limite d'élasticité de l'acier (en MPa)  $f_e = 400 \text{ MPa}$

- $f_{c28}$ : La résistance caractéristique à la compression à 28 jours  $f_{c28}=25\text{MPa}$
- $\gamma_s=1.15$  ;  $\gamma_b=1,5$  ;  $\theta=1$  (charge > 24h)
- $f_{bc}$ : La contrainte limite du béton en compression.

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2\text{MPa}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2\text{MPa}$$

**Donc:**

$$Br \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \times \frac{A_s}{B_r} \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \longrightarrow Br \geq \frac{1,2 N_u}{\frac{14,2 \times 10^3}{0,9} + 0,85 \times 0,008 \times \frac{400 \times 10^3}{1,15}} = 0,000066 N_u$$

**Donc:**

$$Br (m^2) \geq 0,000066 \times N_u \longrightarrow Br (m^2) \geq 0,000066 \times 1414,17 = 0,09418 m^2.$$

$$Br (m^2) \geq 9,418 cm^2 \longrightarrow 10,64 m^2 \geq 0,09418 m^2 \dots \dots \dots \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

➤ **RPA2003 :**

$$V = \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$$

**DONC :**  $V = \frac{1414,17 \times 10^3}{(400 \times 400) \times 25} \leq 0,48 \longrightarrow V = 0,35 \leq 0,48 \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$

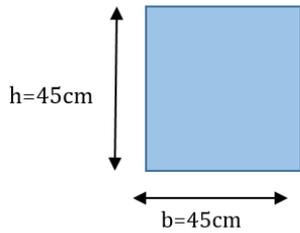
✓ Don con change la section du poteau :

$$B > \frac{N_u}{0,3 \times f_{c28}} = \frac{1414,17 \times 10^3}{0,3 \times 25}$$

$$B = (b \times h) \geq 1885,56 cm^2$$

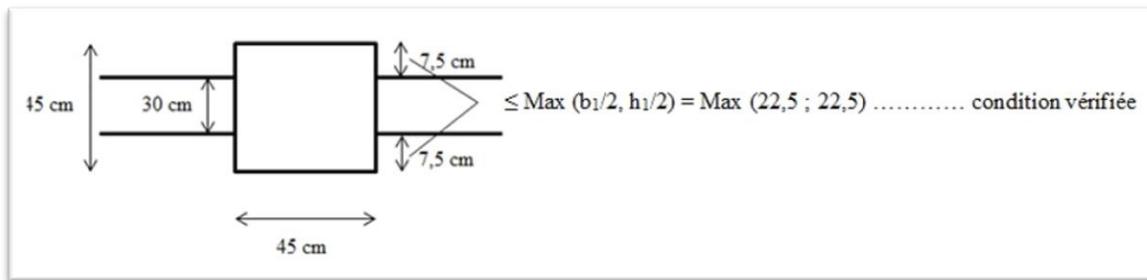
$$b = h = \sqrt{1885,56} = 43,42 cm$$

On adopte une section du poteau  $(b \times h) cm^2 = (45 \times 45) cm^2$



❖ **Vérification de la compatibilité des dimensions entre poteaux et poutres :**

La vérification de procédure sera effectuée en suivant les directives de la figure 7.4 de l'article (7.5.1 ; P65) des règles RPA, qui traite des dimensions requises pour les poutres.



**Figure III.13.** Dimensions à respecter par les poutres

# Chapitre IV

## Étude des éléments secondaires

## IV.1 Introduction: [4]

L'objectif de ce calcul est de garantir la stabilité et la résistance des divers éléments secondaires de notre structure (telles que l'acrotère, le plancher, l'escalier, etc.) face aux effets des actions sismiques et verticales (charges permanentes et frais d'exploitation). Cela nécessite une modélisation précise d'un calcul adéquat des sections d'armature qui sont conformes aux normes du BAEL 91 et aux règles RPA99/V2003.

## IV.2 L'acrotère :

L'acrotère est un petit muret qui étend verticalement une façade jusqu'au-dessus du niveau de la toiture. est considéré comme un système isostatique, similaire à une console encastrée dans le plancher-terrasse. La section la plus critique se situe au niveau de l'encastrement. L'acrotère est soumis à des charges telles que son poids propre (G) ainsi qu'une poussée horizontale

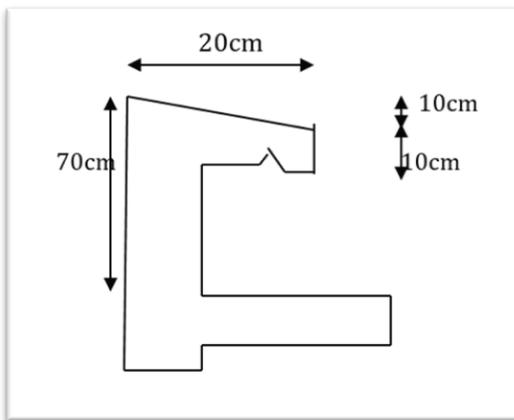


Figure IV.1. Schématisation statique de l'acrotère

### IV.2.2. Evaluation des charges :

Le dimensionnement des armatures est effectué en se basant sur une portée de 1 mètre pour l'évaluation des charges.

# 1. Poids propre

$$G=2,317\text{KN/ml}$$

## Charge d'exploitation :

En raison de son rôle en tant que "garde-corps", l'acrotère est soumis aux exigences de l'article 7.7 du DTR BC-22.

La charge variable suivante :  $Q=1 \text{ KN/ml}$

➤ Vérification sous l'effet de séisme :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

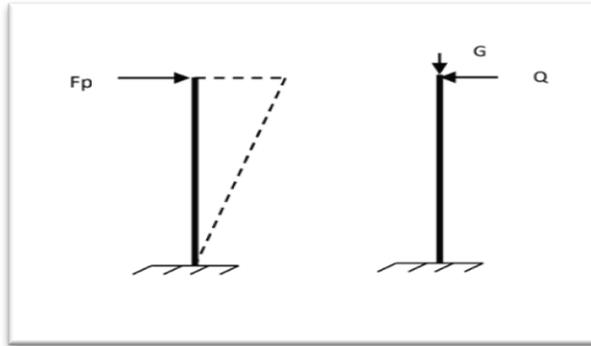
- A : coefficient d'accélération de la zone.
- $W_p$ : Poids de l'élément considéré.
- $C_p$ : facteur de force horizontale.

Pour notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.15. \\ C_p = 0.80. \end{array} \right.$$

$W_p = 2,31\text{KN/ml}.$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.31 = 1.108$$



**Figure IV.2.** Schéma statique de l'acrotère.

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{100 ; 111.21\} \quad Q = 111.21$$

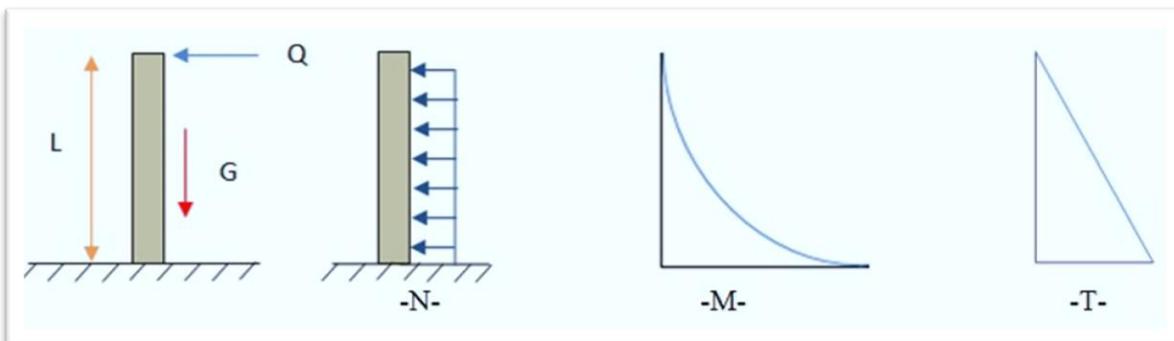
### III .2.3. Calcul des sollicitations

$$\left\{ \begin{array}{l} N_Q = 0. \\ V_Q = 1 / \text{KN} / \text{ml}. \end{array} \right.$$

$$M_Q = Q \times L \quad 1.063 \times 0.6 = 0.638 \text{KN.m/ml.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_G = 0. \\ N_G = G = 2,317 \text{KN ml}. \end{array} \right.$$

**Figure IV.3.** Schéma de diagramme des moments et les efforts tranchant



#### IV.2.4. Combinaison des sollicitations :

##### ❖ Combinaison d'action :

### **1. Combinaison à ELU :**

✓ Charge permanente ultime :

$$N_u = 1.35W_p = 1.35 (2.31) = 3.11 \text{ KN.m.}$$

✓ La charge d'exploitation :

$$Q_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1.112 = 1.668 \text{ KN. m}$$

✓ Moment d'encastrement

$$M_u = Q_u \times h = 1.668 \times 0.1 = 0.1668 \text{ KN. m}$$

### **1. Combinaison à ELS :**

2. Charge permanente ultime :

$$N_s = W_p = 2.31 \text{ KN.m}$$

✓ La charge d'exploitation :

$$Q_s = Q = 1.11 \text{ KN.m}$$

✓ Moment d'encastrement

$$M_s = Q_s \times h = 1.11 \times 0.1 = 0.111 \text{ KN.m}$$

## **IV. 2.5 Ferrailage de l'acrotère.**

### **1. Détermination de l'excentricité de calcul :**

Selon l'article A.4.3.5 des CBA93 (BAEL), la valeur de l'excentricité de calcul est comme suit :

$$e_T = e_1 \times e_2 \times e_a$$

- $e_1$  : est l'excentricité du premier ordre, avant application des excentricités additionnelles, elle est donnée par :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.16}{3.12} e_1 = 5.1 \text{ cm.}$$

- $e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure, elle est donnée par :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha\phi)$$

**Avec :**

- ✓  $L_f$ : Longueur du flambement qui est libre à une extrémité et encasté :

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

- ✓  $\phi$  : Ce rapport est généralement prit égale à 2 :

$$\phi = 2$$

- ✓  $\alpha$  : Le rapport du moment :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 ; (M_G = 0)$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \times h} (2 \times \alpha\phi) = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} \times 2 = 0.86\text{cm.}$$

$e_a$ : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max \left[ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right] \quad \Rightarrow \quad e_a = \max [2\text{cm} ; 0.28]$$

$$e_T = e_T = e_1 \times e_2 \times e_a = 5.3 \times 0.864 \times 2 = 9.1\text{cm.}$$

## Position du centre de pression :

Afin de déterminer si la section est complètement ou partiellement comprimée, il est nécessaire de comparer l'excentricité  $e$  avec la limite du noyau central de la section, c'est-à-dire :

$$e_T > \frac{h}{6} \quad 9.1 > \frac{10}{6} \quad 9.1 > 1.66$$

Ainsi, puisque le centre de pression se situe à l'extérieur de l'intervalle  $(\frac{h}{6}; \frac{-h}{6})$ , cela indique que la section est partiellement comprimée. Par conséquent, son renforcement sera réalisé en assimilant la situation à une flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif  $M_{uf}$  calculé de la manière suivante.

### IV.2.6. Calcul de Ferrailage :

#### ➤ Le moment fictif :

$$M_u = M_{UQ} + (e_T \times N_U) = 1.69 + (0.560 \times 3.41) \quad (\text{art.12.I.3.1 BAEL91/99 ; P168})$$

$$M_u = 3.59 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 3,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{uf} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) \quad \Rightarrow \quad M_{uf} = 3.59 + 3,41 \times (0.009 - 0.1/2)$$

$$M_{uf} = 3.45 \text{ KN.m}$$

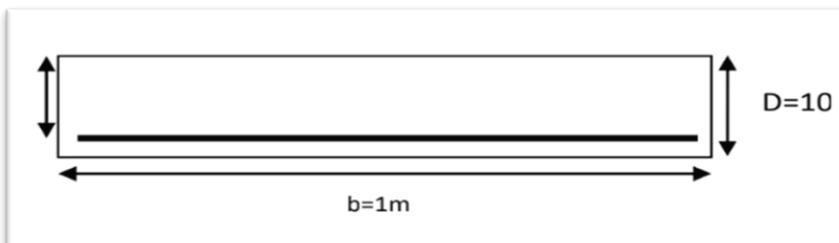


Figure.IV.4. section de ferrailage.

#### ➤ Le moment réduit :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0.167}{0.11} = 1.5.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.736}{1 \times (0.09)^2 \times 14,16 \times 10^3} = 0.032$$

**Donc:**

$$\mu_{bu} = 0.032 < \mu_{lu} = 0,391 \Rightarrow (\text{pivot A}) \Rightarrow (A'_s = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) = 0.0413$$

$$\alpha = 0.041 < 0.59 \quad \longrightarrow \quad \text{Pivot A}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 8.85 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \times Z}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{y_s} = 348$$

$$A_s = \frac{3.736 \times 10^6}{348 \times 88.6} = 1.21 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:** (art.9.III.1BAEL91/99 ;P118)

$$A_{\min} = 0.23 \frac{d \times b \times f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 90 \times 1000 \times \frac{2.1}{400} = 1.086 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s; A_{\min}) \quad A = 1.21 \text{ cm}^2$$

Alors on prend :  $A = A_{\min}$  soit **4HA10=3,14cm<sup>2</sup>**

➤ **Armature de répartition:**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$A_{rep}=4HA10= 3,14\text{cm}^2$$

➤ **L'espacement:**

(art A.8.2.42 BAEL DTU 18-702 ;P70)

$$S_t \leq \min (4h, 45\text{cm}) \Rightarrow S_t = \min (4 \times 10; 45\text{cm})$$

$$S_t = 40\text{cm.} \quad \longrightarrow$$

## IV .2.7.Les Vérifications:

a) l'E.L.S :

Le calcul se fait selon les règles de C .B.A et B.A.E.L91, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

➤ **Position de l'axe neutre:(A's=0)**

$$\frac{by_1^2}{2} - \eta A(d - y_1) = 0 \quad (\text{art.6.V.2.1BAEL91/99;P98})$$

$$50y_1^2 + 4710y_1 - 42390 = 0 \Rightarrow y_1 = 8.27\text{cm}$$

$$\eta = 15\text{m}$$

C'est le coefficient d'équivalence (acier-béton).

➤ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{by_1^2}{3} + \eta \cdot A(d - y_1)^2 = 21363.60 \text{ cm}^4 \quad (\text{art.6.V.2.2 BAEL91/99;P99})$$

➤ **Vérification des contraintes:**

Contrainte limite de compression de béton  $\sigma$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{0.77 \times 10^6}{21363.60 \times 10^4} \times 82.7 = 0.29\text{MPa} \quad (\text{art.10.II.3. BAEL91/99;P133})$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa (art.5.IV.2. BAEL91/99;P85)}$$

$\sigma_{bc} < \sigma$  ..... Condition Vérifiée

Contrainte maximale de traction des aciers (fissuration préjudiciable)

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{0.77 \times 10^6}{21363.60 \times 10^4} (90 - 82.7) = 39; 46 \text{ MPa}$$

(art.10.II.3.BAEL91/99 ;P133)

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}}\right) = 266.66 \quad (\text{art.10.II.3.BAEL91/99;P133})$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$  ..... Condition Vérifiée

### b) P'E.L.U :

#### ➤ Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad (\text{art.13.III.2.BAEL91/99;P192})$$

$$V_u = 1,5Q = 1,5Fp = 1,665 \text{ KN}$$

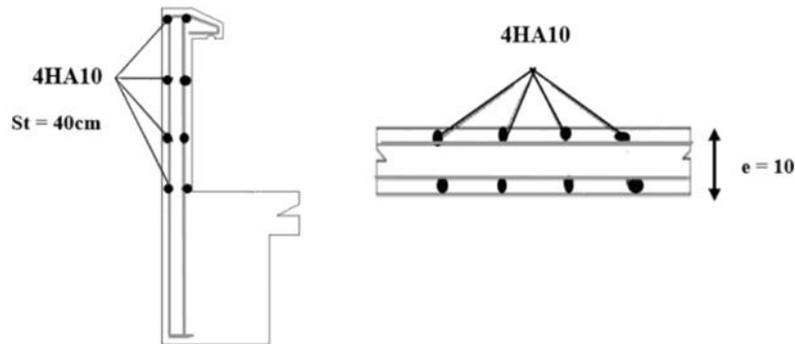
$$\tau_u = \frac{1665}{1000 \times 90} = 0.0185 \text{ MPa}$$

$$r_u = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} (\text{art.13.III.2.1. BAEL91/99; P192})$$

$r_u < \tau_u$  ..... Condition vérifiée

## Dessin de ferrailage :

Figure IV .5.Schéma de ferrailage de l'acrotère



### IV.3Les planches :

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges composés de nervures (poutrelles), d'un corps et d'une table de compression avec les caractéristiques suivantes

- La hauteur totale du plancher,  $h$ , est égale à la somme de 20 cm (pour le hourdis) et 4 cm (pour la dalle de compression).
- Le hourdis a une épaisseur de 20 cm et une largeur de 55 cm.
- La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm

Les poutrelles utilisées sont des sections en T en béton armé, conçues pour transférer les charges réparties ou concentrées aux poutres principales. Elles sont dimensionnées en respectant les critères de flexion simple, tout en maintenant la continuité et l'inertie constante

Choix de la méthode de calcul:

Lors du calcul des efforts internes dans les poutrelles, celles-ci sont traitées comme des poutres continues reposant sur plusieurs appuis. Pour ce faire, on utilise l'une des deux méthodes simplifiées suivantes :

- **La méthode forfaitaire.**
- **La méthode de Caquot**

### **Méthode forfaitaire :**

- La charge Q est inférieure ou égale au maximum entre 2G (deux fois la charge permanente) et 5 kN/m<sup>2</sup>.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques dans toutes les travées.

Le rapport de longueur entre deux portées successives doit respecter la condition suivante

$$0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1.25$$

- Fissuration peu préjudiciable.

Si l'une des conditions mentionnées précédemment n'est pas satisfaite, la méthode forfaitaire ne peut pas être utilisée. Dans ce cas, on applique la méthode de Caquot

- Descente des charges sur les nervures :

#### ✓ **Nervure planche terrasse :**

Poids du plancher :  $G=6.84 \times 0.65=4.44$  KN/m

$$Q=1 \times 0.65=0.65$$
 KN/m

$$G_T=4.44$$
 KN/m

$$Q_T=0.65$$
 KN/m

#### **Nervure plancher étage courant :**

Poids du plancher :  $G = 6.08 \times 6.5 = 3.95 \text{KN/m}$

$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.9 \text{KN/m}$

$G_C = 3.95 \text{KN/m}$

$G_C = 0.9 \text{KN/m}$

✓ Vérification des conditions :

$Q \leq \text{Max}(2G; 5 \text{KN/m}) \dots \dots \dots$  Vérifiée.

✓ **Planche Terrasse :**

$G = 4.446 \text{KN/m}; Q = 0.65 \text{KN/m}.$

$0,65 \leq \text{Max}(8.892; 5 \text{KN/m}) \dots \dots \dots$  **vérifiée.**

✓ **Plancher étage courant :**

$G_C = 3.95 \text{KN/m}$

$0.95 \leq \text{Max}(7,904; 5 \text{KN/m})$  **vérifiée.**

- Les moments d'inerties sont les même dans tous les travées.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

$$0.8 \leq \frac{3.80}{4.95} = 0.76 \text{ 1.25 ... .. Condition non vérifiée}$$

La condition n'est pas vérifiée, la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

## **B. Méthode de Caquot :** (art.3.III.4.BAEL91/99 ; P53)

Elle est applicable si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

### ➤ **Principe de la méthode**

La méthode est principalement utilisée pour les poutres-planchers des constructions industrielles, où des charges d'exploitation élevées sont présentes, c'est-à-dire lorsque  $q > 2g$  ou

$q > 5 \text{ KN/m}^2$ . Elle peut également être utilisée dans les cas où l'une des trois conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, telles que des inerties variables, une différence de longueur entre les portées supérieure à 25% ou une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Dans ces situations, il est nécessaire d'appliquer la méthode de Caquot minorée, qui consiste à prendre  $G'$  égal à  $2/3$  de  $G$  pour le calcul des moments sur les appuis. Cette approche est définie dans les articles B.6.2 et 210 du B.A.E.L 91/99 et dans la publication 92 du 210

#### **a) Evaluation des moments :**

##### ❖ **Moment sur appuis (Mq) :**

✓ Pour une charge répartie :

$$M_q = \frac{q_g \cdot L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)}$$

✓ Pour une charge concentrée :

$$M_q = \frac{(K_g \times p_g \times l'^2) + (K_d \times p_d \times l_d'^2)}{l'_g + l'_d}$$

Longueurs fictives tel que  $q_d$ ;  $q_g$  chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement

$l' = 0.8 \cdot L$  : travée intermédiaire.

$l' = l$ : Travée de rive.

❖ **Moment en travée :**

$$M_t = M_g - v_g X_0 - \frac{QX_0^2}{2}$$

**b) Evaluation des efforts tranchants :**

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - q_{\text{réel}} \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_d = V_g + q_{\text{réel}} \cdot L$$

**c) Evaluation des efforts tranchants :**

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - q_{\text{réel}} \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_d = V_g + q_{\text{réel}} \cdot L$$

Avec :

$M_g$ : moment en appui de gauche de la travée considérée

$M_d$ : moment en appui de droite de la travée considérée

$L$  : portée de la travée

Les poutrelles sont des composants préfabriqués qui sont calculés en tant que poutre continue semi-encastree aux poutres de rives prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant

### Calcul des sollicitations :

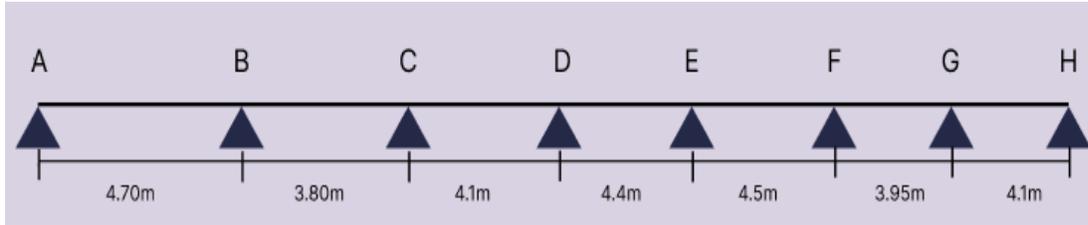


Figure IV.10. Schéma de poutrelle 7 (travée)

#### ➤ 1<sup>er</sup> Cas : Etat limite ultime ELU :

Les résultats obtenus par cette méthode (M,V) sont exposés au tableau suivant :

Travée	A-B		B-C		C-D		D-E		E-F		F-G		G-H	
G	3.95		3.95		3.95		3.95		3.95		3.95		3.95	
Q	0.97		0.97		0.97		0.97		0.97		0.97		0.97	
L	4.70		3.80		4.1		4.4		4.5		3.95		4.1	
L'	4.70		3.04		3.28		3.52		3.6		3.16		4.1	
q <sub>u</sub> q	4.9	6.7	4.99	6.7	4.99	6.7	4.9	6.7	4.9	6.7	4.9	6.7	4.9	6.7
M <sub>q</sub>	0	10.4	12.1	7.1	12.1	12.1	12.1	10.4	0					
M <sub>g</sub> ; M <sub>d</sub>	0	-10.4	-10.4	-12.1	-12.1	-7.1	-7.1	-12.1	-12.1	-12.1	-12.1	-10.4	-10.4	0
V <sub>g</sub>	-17.8		-12.1		-15.25		-17.8		-12.9		-15.7		-15.9	
V <sub>d</sub>	13.6		17		15.9		15.8		12.9		17.8		15.2	
X	2.6		1.8		2.25		2.65		1.9		2.29		2.40	
M <sub>t</sub>	10.8		6.9		11.2		5.1		11.2		6.7		10.8	

Avec :

$$G=6.08 \times 0.65 = 3.95 \text{ KN/m}$$

$$Q=1.5 \times 0.65 = 0.97 \text{ KN/m}$$

$$L'=L(\text{travée de rive}) ; L'=0.8L$$

$$q_u^{\text{réduit}} = 1.35 \cdot \left(2 \frac{G}{3}\right) + 1.5 \cdot Q$$

$$q_u^{\text{réel}} = 1.35G + 1.5Q$$

$$M_q = \frac{q_g \cdot L'_g + q_d \cdot L'_d}{8.5(L'_g + L'_d)}$$

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - q_{\text{réel}} \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_d = V_g + q_{\text{réel}} \cdot L$$

$$X_0 = -\frac{V_g}{q_{\text{réel}}}$$

$$M_t = M_g - V_g X_0 - \frac{q X_0^2}{2}$$

## 2eme Cas : Etat limite de servie ELS

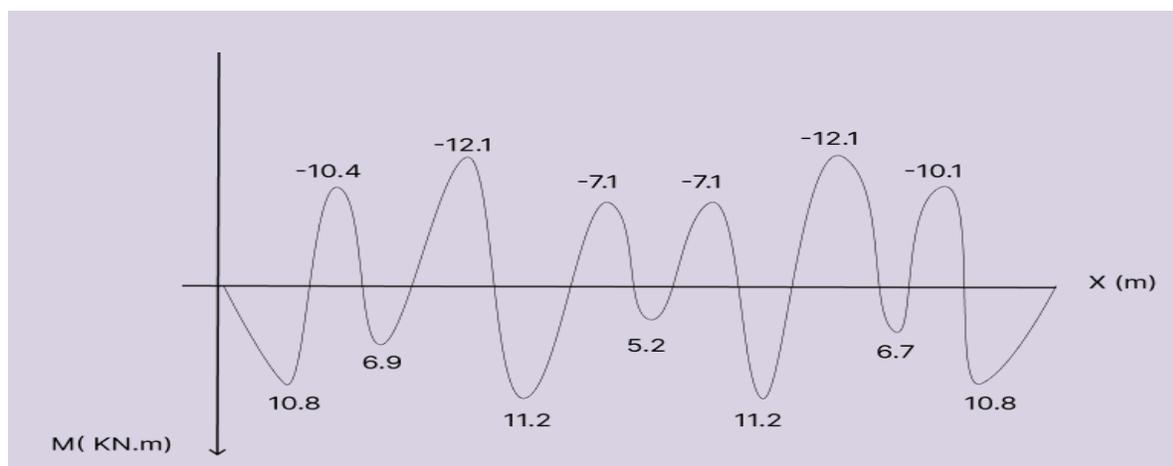
Les résultats obtenue par cette méthode (M,V) sont exposer au tableau suivant

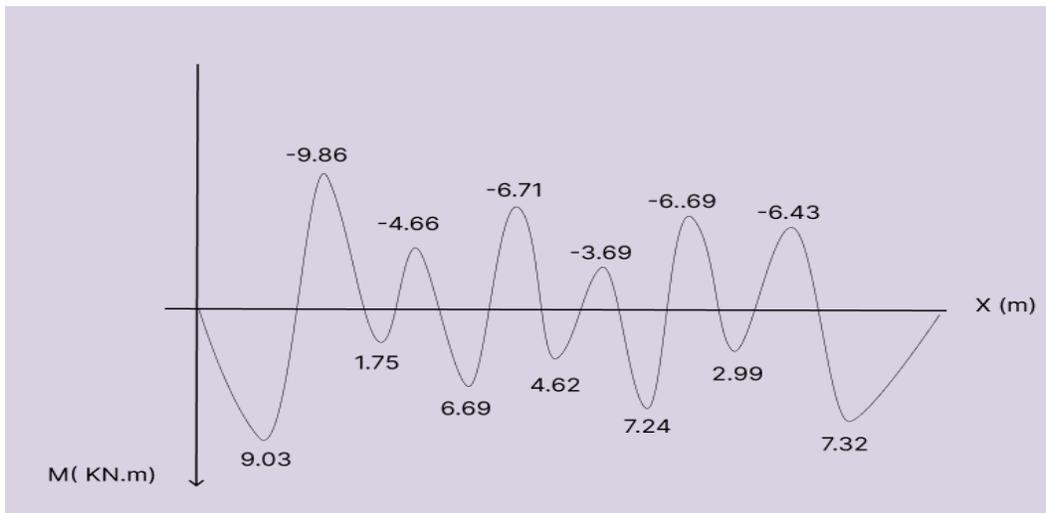
Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
<b>G</b>	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95
<b>Q</b>	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97

<b>L</b>	4.70	3.80	4.1	4.4	4.5	3.95	4.1					
<b>L'</b>	4.70	3.04	3.28	3.52	3.6	3.16	4.1					
<b>Qu</b>   <b>qu</b>	3.5   4.9	3.5   4.9	3.5   4.9	3.5   4.9	3.5   4.9	3.5   4.9	3.5   4.9					
<b>Mq</b>	0	9.86	4.66	6.71	3.69	6.69	6.43	0				
<b>Mg ;Md</b>	0	-	-	-	-	-	-	0				
	9.86	9.86	4.66	4.66	6.71	6.71	3.69	3.69	6.69	6.69	6.43	6.43
<b>Vg</b>	-9.41	-10.67	-9.54	-11.46	-10.35	-9.74	-11.61					
<b>Vd</b>	13.62	7.95	10.55	10.1	11.7	9.61	8.48					
<b>X</b>	1.92	2.17	1.94	2.33	2.11	1.98	2.36					
<b>M t</b>	9.03	1.75	6.69	4.62	7.24	2.99	7.32					

➤ **Diagramme des moments:**

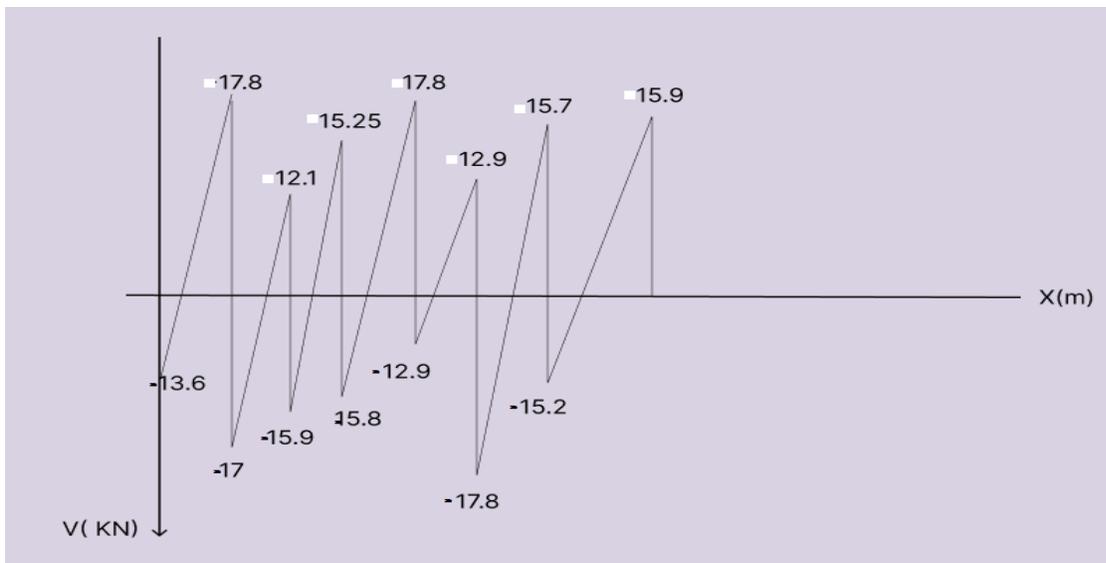
**Figure IV.11.** Diagramme de moment à l'ELU



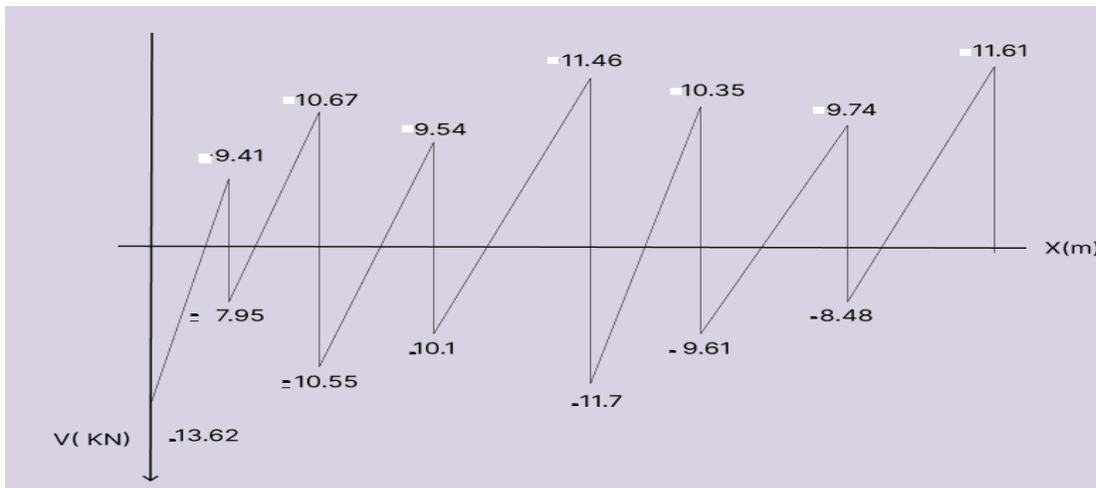


**Figure IV.12.** Diagramme de moment à l'ELS

➤ **Diagramme des efforts tranchant:**



**Figure IV.13.** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU



**Figure IV.14.** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

#### IV.4.1 Ferrailage des poutrelles :

Le ferrailage se fait à l'ELU pour une section en T é en flexion simple avec les sollicitations maximales.

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant qui est sollicitée par:

$$M_u^{\max}(\text{travée}) = 11.2 \text{ KN.m}$$

$$M_u^{\max}(\text{appuis}) = 12.1 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 17.8 \text{ KN}$$

##### a) Armature principale en travée :

✓ Le moment de la table  $M_t$  : (art.9.V.2.BAEL91/99 ; P127)

$$y = h_0 \text{ soit } \alpha = \frac{h_0}{4} = 0.185$$

$$0.167 \leq \alpha_0 \leq 0.259$$

$$\mu_0 = 1.14\alpha_0 - \alpha_0^2 - 0.07$$

$$\mu_0 = 0.118$$

$$M_t = \mu_0 b d^2 f_{c28} \rightarrow M_t = (0.121 \times 650 \times 216^2 \times 25) \times 10^{-6}$$

$$M_t = 89.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{tabl}} = 89.46 \text{ KN.m} \gg M_u = 11.2 \text{ KN.m}$$

- L'axe neutre est dans la table de compression ; donc on l'organigramme de

calcul pour une section rectangulaire (b\*h

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65\text{cm} \quad b_0 = 10\text{ cm} \quad h = 24\text{ cm} \quad h_0 = 4\text{ cm} \quad d = 0.9 * h = 21.6\text{ cm}$$

$$f_{bc} = 14.17\text{MPa} \quad f_e = 400$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.2 \times 10^6}{650 \times 216^2 \times 14.17} = 0.02 < \mu_R = 0.39$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_R \rightarrow A = 0 \rightarrow f_{st} = 10^0 / 00 \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_0} = \frac{400}{1.15} = 247.82$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02}) = 0.025$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 21.38\text{cm}$$

$$A_t = \frac{11.2 \times 10^6}{213 \times 348} = 151.09 = 1.5109\text{ cm}^2$$

$$\mathbf{2HA10+1HA8 \rightarrow A_t = 2.07\text{cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.69 < A_t = 2.07\text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**b) Armature principale en appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12.1 \times 10^6}{100 \times 216^2 \times 14.17} = 0.18 < \mu_R = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.183}) = 0.25$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times 0.254) = 19.44\text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{12.1 \times 10^6}{194.05 \times 348} = 178.85 = 1.78\text{ cm}^2$$

On prend :

$$\mathbf{2HA10 \rightarrow A_t = 1.57\text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.26 < A_a = 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{vérifiée}$$

**c) Calcule des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right) \quad \text{CBA93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\phi_t$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\phi_t = \min(0.685; 0,8; 1) \text{ cm}$$

Soit :

$$\phi_L = 0.6 \text{ cm} = 6?00 \text{ mm}$$

On choisit un étrier avec  $A_t=2\phi6=0,56\text{cm}^2$

**d) Espacement:**

D'après le R.P.A99 V2003 l'article (7.5.2.2 ; P66) on a :

**Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \text{ cm} \right\} = \left\{ \frac{24}{4} ; 12 \times 0.6 ; 30 \text{ cm} \right\} = 6 \text{ cm}$$

$$S_t = 6 \text{ cm.}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est :  $L=2 \times h = 48 \text{ cm}$

**Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{24}{2} = 12 \text{ cm}$$

$$S_t = 12 \text{ cm}$$

**IV.4.2 Les Vérification :**

**a) L'ELU :**

➤ **Les Vérification de l'Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira .le cas le plus défavorable

( $V_u$ max=17.8 kN).donc il faut vérifier que:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que  $\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times f_c / 1.5; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$  (fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0} = \frac{17.2 \times 10^3}{100 \times 216} = 0.79 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  ..... **Vérifiée**

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  C'est vérifié ,donc Pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification des armatures longitudinales** :(art.13.IV.1.1.BAEL91/99;P204)

$$A_L \geq \frac{y_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 17.2 \times 10^3}{400} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$$

$A_L = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 + 2\text{HA}10 = 3.6 \text{ cm}^2$  .....**vérifiée.**

❖ **Vérification la Condition de non fragilité des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = \frac{36 \times 400}{100 \times 120} \geq \max\left(\frac{c_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) 0.4 \text{ MPa}$$

(art.13.III.3.BAEL91/99 ;P195)

⇒  $1.2 \geq 0.4$  ... .. Vérifiée.

➤ **Vérification aux glissements :**

$$V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0$$

Avec :

$$V_u=17.2 \text{ KN} \quad ; \quad M_u=12.1 \text{ KN.m}$$

-44.57 ≤ 0 ..... **vérifiée.**

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis.

➤ **Vérification de la jonction table-nervure:**

$$\frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{17.2 \times 10^3 \times 275}{0.9 \times 216 \times 650 \times 40} = 0.935 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \tau_u = 0.969 &\leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{y_b} ; 4 \text{ MPa}\right) \\ &= 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{aligned}$$

**b) L'ELS :**

La vérification se fait à l'ELS pour une section en té avec les sollicitations maximales

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant qui est sollicitée par :

$$M_{s(\text{travée})}^{\max} = 9.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{s(\text{appuis})}^{\max} = 9.86 \text{ KN.m}$$

$$V_s^{\max} = 11.7 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification Etat limite d'ouverture des fissures:(BAEL91 Article B-6-3)**

La fissuration est peu nuisible, elle n'exige donc pas de faire des vérifications

- **Etat limite de compression du béton:**

On doit vérifier que:(BAELE.III.2)

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

- **Entravée:**

- **Position de l'axe neutre (X):**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{65}{2}y^2 + 15(2.07 + 0) - 15(2.07 \times 21.6) = 0 \rightarrow y = 4.09 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{65}{3} \times 4.09^3 + 15 \times 2.07(21.6 - 4.09)^2 = 11002.32 \text{ cm}^3$$

**a. Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{9.03 \times 10^6 \times 40.9}{11002.32 \times 10^4} = 3.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.35 \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **En appuis :**

-

- **Position de l'axe neutre (y):**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{65}{2}y^2 + 15(1.57 + 0) - 15(1.57 \times 21.6) = 0 \rightarrow y = 3.6\text{cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y+d')^2 - 15A(d-y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{65}{3}3.61^3 + 15 \times 1.57 \times (21.66 - 3.61)^2 \rightarrow I = 8641,05 \text{ cm}^4$$

• **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{9.86 \times 10^6 \times 3.61}{8641.05 \times 10^4} = 4.11\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}=3,63 \leq \bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Vérification de flèche :**

Les règles C.B.A 93 stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \frac{0.24}{4.95} = 0.048 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} \frac{2.07}{10 \times 21.6} = 0.00095 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$L = 4.95 < 8m \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La 1<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche :

$$\Delta_f = (f_{gv} - f_{gi}) + (f_{pi} - f_{gi}) \quad (\text{art.11.II.1. BAEL91/99; P155})$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$ : sont les flèches différées et instantanées dues à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{ji}$ : la flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

$f_{pi}$ : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation. Il faut que :

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \rightarrow \Delta f \leq \bar{f} = \frac{570}{500} = 1.14 \text{ cm} \left( \text{B. A. E. } \frac{L91}{99} \text{ art B. 6.5.3 page 97} \right)$$

✓ **Evaluation des charges à L'ELS :**

$$P = P = G + Q = 3,95 + 0,97 = 4,92 \text{ KN/ml}$$

$$G = g = 3,95 \text{ KN/ml}$$

$$J = G \div (1.3 \times 0,65) = 3,95 \div (1.3 \times 0,65) = 3,1 \text{ KN/ml}$$

Sachant que:

P : l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations.

G: l'ensemble des charges permanentes.

J : charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des revêtements

✓ **Calcul des moments fléchissant:**

$$M_p = \frac{P \times l^2}{8} = \frac{4.92 \times 4.95^2}{8} = 15.06 \text{ KN.m}$$

$$M_g = \frac{g \times l^2}{8} = \frac{3.95 \times 4.95^2}{8} = 12.09 \text{ KN.m}$$

$$M_j = \frac{j \times l^2}{8} = \frac{3.1 \times 4.95^2}{8} = 9.49 \text{ KN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre (y) :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A') - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{65}{2}y^2 + 15(2.07 + 0) - 15(2.07 \times 21.6) = 0 \rightarrow y = 4.09 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{65}{3} \times 4.09^3 + 15 \times 2.07 \times (21.6 - 4.09)^2 \rightarrow I = 83182.54 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 15.069 \times 10^6}{83182.54 \times 10^4} (216 - 40.9) = 475.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 12.09 \times 10^6}{83182.54 \times 10^4} (216 - 40.9) = 381.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 9.49 \times 10^4}{83182.54 \times 10^4} (216 - 40.9) = 299.64 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul de  $\lambda_i$ ,  $\lambda_v$  et  $\mu$ :** (art.B.6.5.2.BAEL91/99DTUP 18-702; P95)

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

Avec :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d}$$

$$\rho = \frac{2.07}{10 \times 21.6} = 0.009$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.009 \left(2 + 3 \frac{100}{650}\right)} = 4.73$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.89$$

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.009) \times 475.80 + 2.1} = 0.19$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.009) \times 381.74 + 2.1} = 0.23$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.009) \times 299.64 + 2.1} = 0.28$$

✓ **l'inertie de la section totale homogène :**

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

$$I_0 = \frac{65 \times 23^3}{12} + 15 \times 2.07 \times \left(\frac{23}{2} - 2.4\right)^2 \rightarrow I_0 = 68475.83 \text{ cm}^4$$

✓ **Moment d'inertie fictif :** (art.B.6.5.2.BAEL91/99DTU P 18-702 ;P94)

$$I_{fi(p)} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1.1 \times 68475.83}{1 + 4,74 \times 0,24} = 35237.37 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(g)} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1.1 \times 68475.83}{1 + 4,74 \times 0,29} = 31720.46 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(g)} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1.1 \times 68475.83}{1 + 1.89 \times 0,29} = 48655.39 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(j)} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1.1 \times 68475.83}{1 + 4,74 \times 0,35} = 28327.72 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des modules de déformation:**(art.A.2.1.2.BAEL91/99DTUP18-702; P12)

$$E_i = 11000$$

$$E_v = 3700$$

- **Les flèches :** (art.B.6.5.2.BAEL91/99DTU P 18-702 ;P96 )

$$f_{pi} = \frac{M pl^2}{10E_i I_{fi(p)}} = \frac{15,069 \times 4,95^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 35237,37 \times 10^4} = 0,32 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M gl^2}{10E_i I_{fi(g)}} = \frac{12,09 \times 4,95^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 31720,46 \times 10^4} = 0,29 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M gl^2}{10E_v I_{fv(g)}} = \frac{12,09 \times 4,95^2 \times 10^{12}}{10 \times 10818,86 \times 48655,39 \times 10^4} = 0,56 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M jl^2}{10E_i I_{fi(j)}} = \frac{9,49 \times 4,95^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 28327,72 \times 10^4} = 0,25 \text{ cm}$$

$$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \Rightarrow (0,56 - 0,25) + (0,32 - 0,29)$$

$$\Delta_f = 0,34 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = L/500 = 570/500 = 1,14 \text{ cm} > \Delta_f = 0,34 \dots \dots \dots \text{donc la flèche est vérifiée}$$

#### IV.4.3. Ferrailage de la dalle de compression:

Le ferrailage de la dalle de compression sera réalisé dans les deux directions afin de prévenir les fissurations. Le ferrailage sera constitué d'une treille soudée, conformément à la norme BEAL 91 B.6.8.4. Les dimensions des mailles seront standardisées, conformément à l'article B.6.8 et à la norme 423 du BAEL 91. Les dimensions normalisées des mailles seront les suivantes : 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures et 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures

- $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e}$  avec: ( $L_1$  en cm)
- $L_1 \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{200}{f_e}$

**Avec :**

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

$A_1$ : Section des barres perpendiculaires aux poutrelles (A.P).

$A_2$ : Section des barres parallèles aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

Pour un treillis soudé TSL500 la limite d'élasticité  $f_e = 500 \text{ MPa}$

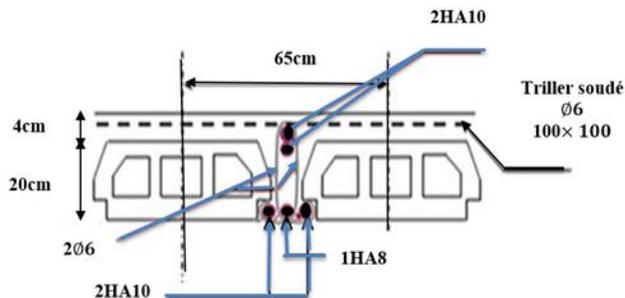
➤ **Armature perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_1 = 4 \frac{65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2$$

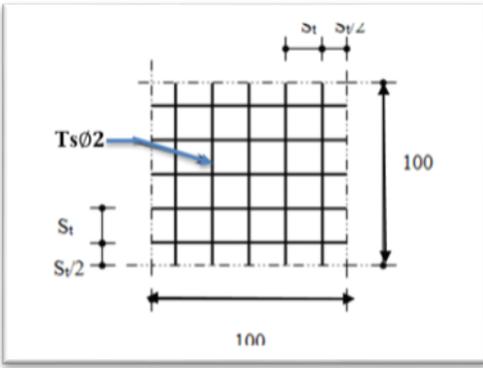
Soit 5T6  $\rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$

**Espacement** :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.



**Figure IV.15.** Ferrailage de poutrelle



**Figure IV.16.**(Disposition Constructive des armatures de la dalle de compression

#### IV.4 L'escalier :

Dans un bâtiment, la circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers ou un ascenseur. L'escalier est constitué d'une ou plusieurs volées, comprenant des marches ainsi que des paliers au départ et à des niveaux intermédiaires (dans le cas d'un escalier au rez-de-chaussée).

##### a. Les charges :

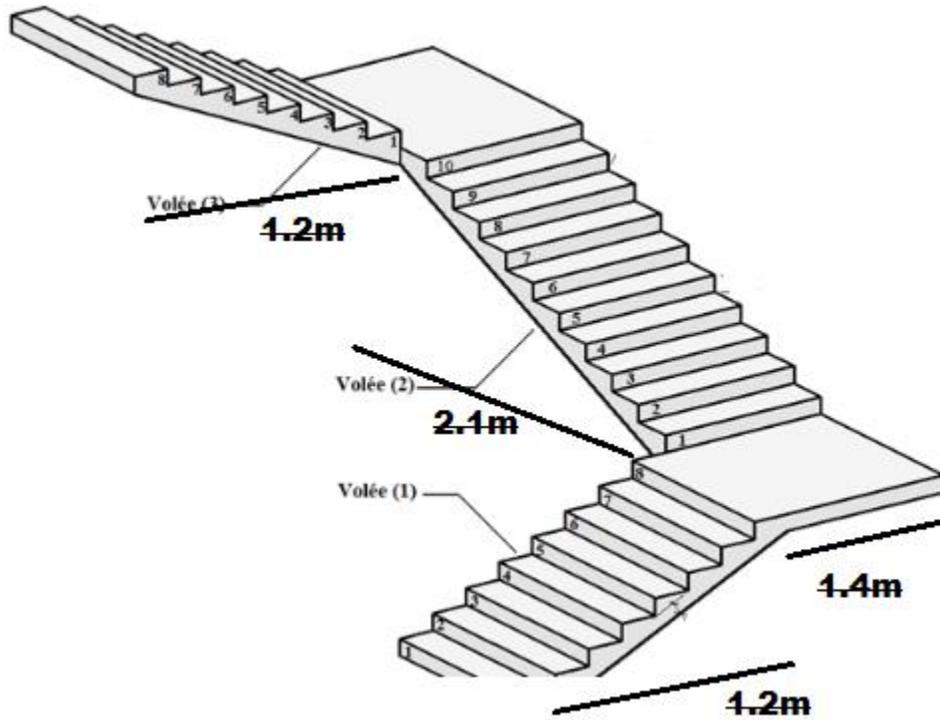
- Les charges permanentes :

$$G_{\text{palier}} = 6.2 \text{KN/m}^2.$$

$$G_{\text{volee}} = 9.43 \text{KN/m}^2.$$

- Les charges d'exploitations :

$$Q_{\text{palier}} = Q_{\text{volee}} 2.5 \text{KN/m}^2.$$



**FigureIV.17.**Escalier coupe transversale(deRDC)

**b. Combinaisons de charges :**

❖ **Paillasse :**

• **ELU :**

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_{u1} = 1,35(9,43) + 1,5(2,5) \Rightarrow q_{u1} = 16,4 \text{ KN/ml}$$

• **ELS :**

$$q_{ser1} = G + Q$$

$$q_{ser1} = 9,43 + 2,5q_{ser1} = 11,9 \text{ KN/ml.}$$

**Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m.**

$$q_{u1} = 16,4 \times 1,00 = 16,48 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ser1} = 11,9 \times 1,00 = 11,93 \text{ KN/ml.}$$

❖ **palier de repos :**

• **ELU**

$$q_{u2} = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_{u2} = 1,35 \times 6,2 + 1,5 \times 2,5 \longrightarrow q_{u2} = 12,12 \text{ KN/ml}$$

• **ELS**

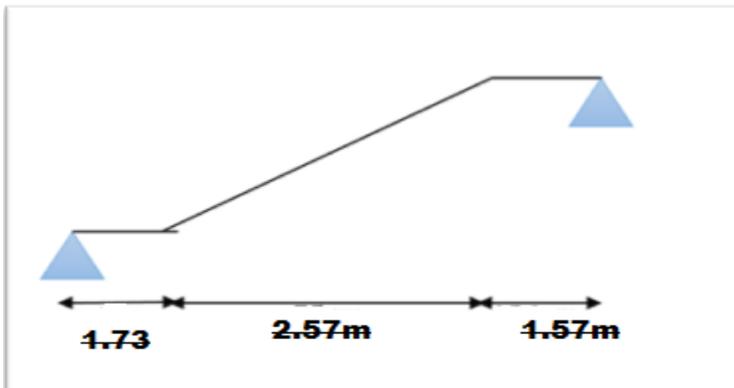
$$q_{ser2} = G + Q$$

$$q_{ser2} = 6,2 + 2,5 \longrightarrow q_{ser2} = 8,7 \text{ KN/ml.}$$

**Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m.**

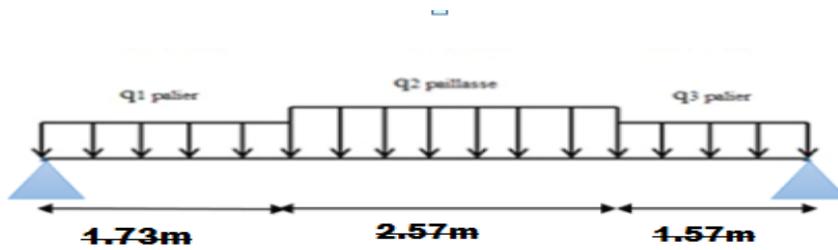
$$q_{u1} = 12,12 \times 1,00 = 12,12 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ser1} = 8,7 \times 1,00 = 8,7 \text{ KN/ml.}$$



**Figure IV.18 :** Caractéristiques géométriques de l'escalier.

**c. Calcul des sollicitations**



**Figure IV.19.** Schémastatique des escaliers

.Calcul de la charge équivalente :

$$q_{\text{éq}} = \frac{\sum q_{\text{éq}} L_i}{\sum L_i}$$

• **ELU :**

$$q_{\text{u}\text{éq}} = \frac{\sum q_{\text{u}\text{éq}} L_i}{\sum L_i} = \frac{(1.73 \times 12.12) + (2.1 \times 16.48) + (1.57 \times 12.12)}{1.73 + 2.1 + 1.57}$$

$$q_{\text{u}\text{éq}} = 13,81 \text{ KN/ml.}$$

• **ELS :**

$$q_{\text{s}\text{éq}} = \frac{\sum q_{\text{s}\text{éq}} L_i}{\sum L_i} = \frac{(1.73 \times 8.7) + (2.1 \times 11.93) + (1.57 \times 8.7)}{1.73 + 2.1 + 1.57}$$

$$q_{\text{s}\text{éq}} = 9.95 \text{ KN/ml.}$$



Ferraillage :

Le calcul est effectué en utilisant la méthode de flexion simple selon les états limites ultimes (ELU) pour une bande d'une longueur de 1 mètre et une épaisseur de 20 centimètres

➤ Les dimensions des sections :

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

❖ **Correction des moments:**

**L'E.L.U :**

$$M_0 = q_u \times \frac{L^2}{8} = 13.81 \times \frac{5.5^2}{8} = M_0 = 52,18 \text{ KN.M}$$

✓ **Sur appuis:**

$$M_A = M_B = 0.3 M_0$$

$$M_A = 0.3 \times 52.18 \quad M_A = 15,65 \text{ KN.m}$$

✓ **Entravée:**

$$M_t = 0.85 M_0$$

$$M_t = 0.85 \times 52.18 \quad \Rightarrow M_t = 44,35 \text{ KN.m}$$

a) **Entravée:**

✓ **Armature principale :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

**Avec :**

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_c}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{52.18 \times 10^2}{100 \times 170^2 \times 14.16} = 0.12$$

$$\alpha_r = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \Rightarrow \quad \alpha_r = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.12)}) = 0.16$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha_r) Z = 17 \times (1 - (0.4 \times 0.16)) = 15,91 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{44.35 \times 10^2}{159.1 \times 348} = 80 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité:**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \longrightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 170 \times 1000 \times 2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.20 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.05 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_{st} = 5.20 \text{ cm}^2$

Lechoix: **6HA14**  $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Lechoix: **4HA10**  $\Rightarrow A_r = 3.14 \text{ cm}^2$

• **L'espacement :**

**1. Des armatures principales : Selon le BAEL91 modifiée99**

$$S_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm} \Rightarrow S_{tmax} \leq \min(3 \times 20; 33) \text{ cm}$$

$$S_{rmax} \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 16 \text{ cm} \leq S_{rmax} = 33 \text{ cm}$$

**Des armatures transversales: Selon le BAEL91 modifiée99**

$$s_r \leq \min(4h, 45) \text{ cm} \Rightarrow S_{rmax} \leq \min(4 \times 20; 45) \text{ cm}$$

$$S_{rmax} \leq 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq S_{r \max} = 45\text{cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b. En appui :**

✓ **Armature principale :**

$$\mu = \frac{MA}{b \cdot d^2 f_{bc}}$$

**Avec :**

$$\mu = \frac{MA}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{15.65 \times 10^2}{1000 \times 170^2 \times 14.16} = 0.032$$

$$\alpha_r = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha_r = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.032)}) = 0.04$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha_r) Z = 170 \times (1 - (0.4 \times 0.04)) = 16.72 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{MA}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{15.65 \times 10^2}{167.2 \times 348} = 0.02 \text{ cm}^2$$

✓ **Conditione non fragilité:**

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 170 \times 1000 \times 2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.53 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.05 \text{ cm}^2$$

Donconadopte  $A_{st} = 5.20 \text{ cm}^2$

Lechoix: **4HA10**  $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Lechoix: **4HA8**  $\Rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2$

- **L'espacement :**

- ✓ **Des armatures principales Selon le BAEL91 modifiée99 :**

$$S_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm} \quad S_{t_{\max}} \leq \min(3 \times 20; 33) \text{ cm}$$

$$S_{r_{\max}} \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq S_{r_{\max}} = 33 \text{ cm}$$

- ✓ **Des armatures transversales: Selon le BAEL91 modifiée99 :**

$$s_r \leq \min(4h, 45) \text{ cm} \implies S_{t_{\max}} \leq \min(4 \times 20; 45) \text{ cm}$$

$$S_{r_{\max}} \leq 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq S_{r_{\max}} = 45 \text{ cm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

section	M KN.m	$\mu$	Z cm	Ast(cm <sup>2</sup> )	Ast (min ) (cm <sup>2</sup> )	Ast (adob)	Esp (cm )	Ar (cal )	Ast (adob) (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm )
Appuis	15.65	0.032	16.72	0.02	2.05	4HA10 3.14	25	0.78	4HA8 2.01	16
Travée	44.35	0.12	15.91	8	2.05	6HA14 6.24	16	1.69	4HA10 3.14	25

**Tableau IV.4.** Les résultats de calcul

## Les Vérifications:

### a) A L'ELU:

#### ➤ Vérification de l'effort tranchant:

Il faut que  $\tau_u = \frac{VU}{b \times d} \leq \tau_{tu} = \min \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} = 3.333 \text{ MPa}$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = 16.4 \times \frac{5.5}{2} = 45.1 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{45.1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.26 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.333 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

#### - Etat limite de compression du béton:

On doit vérifier que:

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \sigma_c = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

#### - En travée :

#### ✓ Position de l'axe neutre (y):

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A+A')y - 15(Ad+A'd') = 0$$

$$\frac{100}{2}y^2 + 15(9.23+0)y - 15(9.23 \times 17) = 0$$

$$y = 5.61 \text{ cm}$$

#### • Moment d'inertie:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{100 \times 5.61^3}{3} + 15 \times 9.23 \times (38 - 5.61)^2$$

$$I = 23846.69 \text{ cm}^4$$

❖ **Contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{25.20 \times 10^6 \times 56.1}{23846.69 \times 10^4} = 5.92 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.92 \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....condition Vérifiée .

- **En Appuis :**

• **Position de l'axe neutre (y):**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A+A')y - 15(Ad+A'd') = 0$$

$$\frac{100}{2}y^2 + 15(3.14+0)y - 15(3.14 \times 38) = 0$$

$y = 3.55 \text{ cm}$

• **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{100 \times 3.55^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (17 - 3.55)^2$$

$$I = 10011.80 \text{ cm}^4$$

❖ **Contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{8.89 \times 10^6 \times 35.5}{10011.80 \times 10^4} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.15 \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....condition Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91, il est nécessaire de vérifier la flèche si les conditions ci-dessous ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{20}{550} = 0,036 \geq 0,0625 \text{.....condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq 0,1 \times \frac{M_t}{M_0} \geq 0,1 \times \frac{44,45}{52,18} = 0,085 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$A_s \leq 4,2 \frac{b \times d}{f_e} \quad 9,23 \leq 4,2 \frac{100 \times 17}{400} = 17,85 \dots \text{condition}$$

vérifiée.

La première condition n'est pas satisfaite, ce qui signifie qu'il est nécessaire de vérifier la flèche.

✓ **Vérification de la flèche par la méthode d'inertie fissurée :**

$$\text{Il faut que } \Delta f \leq f = \frac{L}{500} \Delta f \leq f = \frac{550}{500} = 1,1 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec : } \Delta f = (f_{gv} \times f_{ji}) + (f_{pi} \times f_{gi})$$

- $f_{gv}$  et  $f_{ji}$  : sont les flèches différées et instantanées dues à l'ensemble des charges permanentes.
- $f_{ji}$  : la flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.
- $f_{pi}$  : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

✓ **Evaluation des charges :**

$$G_{\text{éq}} = \frac{G_{\text{paillasse}}L_1 + G_{\text{palier}}L_2 + G_{\text{palier}}L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$G_{\text{éq}} = \frac{(9,32 \times 2,1) + (6,2 \times 1,73) + (6,2 \times 1,57)}{1,73 + 2,1 + 1,57} \quad G_{\text{éq}} = 7,41 \text{ KN/m}$$

$$G_g = G_{\text{éq}} = 7,41 \text{ KN/m}$$

$$G_j = G_{\text{éq}} - G_{\text{gardecourps}}$$

$$G_j = 7,41 - 0,1 \longrightarrow G_j = 7,31 \text{ KN/m}$$

p : l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation

$$P = G_{\text{éq}} + Q_{\text{éq}}$$

$$P=7.41+ 7.31 \Rightarrow P=14,72\text{KN/m}$$

J: charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des revêtements.

G: l'ensemble des charges permanentes.

✓ **Position de l'axe neutre Y :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A+A')y - 15(Ad+A'd')=0$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(9,23 + 0)y - 15(9,23 \times 17)=0$$

$$y=5,61\text{cm} \longrightarrow$$

✓ **Calcul des moments fléchisse :**

$$M_p = 0.85 \frac{p \times l^2}{8} = 0.85 \frac{14.72 \times 5.5^2}{8} = 47.31 \text{KN.m}$$

$$M_g = 0.85 \frac{g \times l^2}{8} = 0.85 \frac{7.41 \times 5.5^2}{8} = 23.81 \text{KN.m}$$

$$M_j = 0.85 \frac{j \times l^2}{8} = 0.85 \frac{7.31 \times 5.5^2}{8} = 23.49 \text{KN.m}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{100 \times 5.61^3}{3} + 15 \times 9.23 \times (5.61 - 17)^2$$

$$I = 23846.69 \text{cm}^4$$

✓ **Calcul des Contraints :**

$$\sigma_{sp} = \frac{15MP}{I} (d - y) = \frac{15 \times 25.08 \times 10^6}{23846.69 \times 10^4} (170 - 56.1) = 179.68 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15Mg}{I} (d - y) = \frac{15 \times 19,12 \times 10^6}{23846.69 \times 10^4} (170 - 56.1) = 136,98 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15Mj}{I} (d - y) = \frac{15 \times 18,88 \times 10^6}{23846.69 \times 10^4} (170 - 56.1) = 135,26 \text{MPa.}$$

✓ **Calcul de  $\lambda_i, \lambda_v$  et  $\mu$ :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times ft28}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})}$$

$$\rho = \frac{As}{b_0 \times d} = \frac{9.23}{100 \times 17} \rho = 0.0054$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2.1}{0.0054(2 + 3 \frac{100}{100})} = 4.2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \implies \lambda_v = \frac{2}{5} \times 4.2 = 1.68$$

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1.75 \cdot ft28}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + ft28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.005 \times 220.02 + 2.1} = 0.43$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1.75 \cdot ft28}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + ft28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.005 \times 166.57 + 2.1} = 0.32$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 \cdot ft28}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + ft28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.005 \times 164.42 + 2.1} = 0.31$$

✓ **l'inertie de la section totale homogène :**

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

$$I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 15 \times 9.23 \times \left( \frac{20}{2} - 3.2 \right)^2 \quad I_0 = 73450,71 \text{cm}^4$$

- **Moment d'inertie fictif :**

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{sp}} = \frac{1.1 \times 73450.71}{1 + 4.2 \times 0.43} = 28793.93 \text{cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{sg}} = \frac{1.1 \times 73450.71}{1 + 4.2 \times 0.32} = 34469.19 \text{cm}^4$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{sj}} = \frac{1.1 \times 73450.71}{1 + 4.2 \times 0.31} = 35098.08 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gv}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_V \times \mu_{sg}} = \frac{1.1 \times 73450.71}{1 + 1.68 \times 0.32} = 52546.68 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des modules de déformation:**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

- **Les flèches:**

$$f_{iP} = \frac{Mpl^2}{10E_i \times I_{fiP}} = \frac{44.35 \times 5.2^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164.19 \times 28793.93 \times 10^4} = 0.14 \text{ cm}$$

$$f_{ig} = \frac{Mgl^2}{10E_i \times I_{fig}} = \frac{19.12 \times 5.5^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164.19 \times 34469.19 \times 10^4} = 0.052 \text{ cm}$$

$$f_{ij} = \frac{Mjl^2}{10E_i \times I_{fij}} = \frac{18.88 \times 5.5^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164.19 \times 35098.08 \times 10^4} = 0.05 \text{ cm}$$

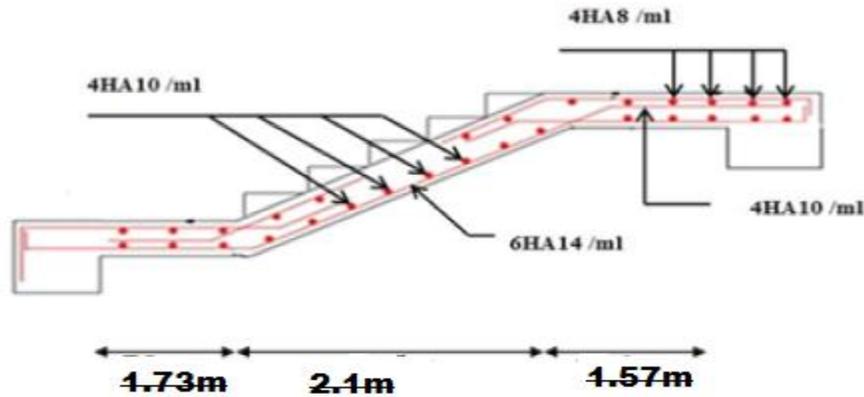
$$f_{igv} = \frac{Mgl^2}{10E_v \times I_{fvg}} = \frac{19.12 \times 5.5^2 \times 10^{12}}{10 \times 10818.86 \times 52546.68 \times 10^4} = 0.117 \text{ cm}$$

$$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$(0.117 - 0.05) + (0.14 - 0.052) = 0.208 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 1.03 \text{ cm} > \Delta_f = 0.613 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La condition de flèche est vérifiée, donc on conserve la section que calcules.



**Figure IV.20.** Schéma de ferrailage de l'escalier

#### **IV.4.1 Etude de la poutre palière :**

Sollicitation de calcul de la poutre palière:

➤ **Évaluation des charges :**

La poutre palière est soumise à:

- Poids propre :  $PP = 0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de mur extérieur:  $(3,06 - 0,40) \times 2,81 = 7,47 \text{ KN/ml}$

Réaction des escaliers:

- ✓ à L'ELU:  $q_{u\acute{e}q} = 13,81 \text{ KN/m}$   
 $R_a = 40,54 \text{ KN/m}$   
 $R_b = 40,527 \text{ KN/m}$
- ✓ à L'ELS:  $q_{s\acute{e}q} = 9,95 \text{ KN/m}$   
 $R_a = 29,4 \text{ KN/m}$   
 $R_b = 29,4 \text{ KN/m}$

➤ **Combinaison des charges:**

✓ **à L'ELU:**  $q_u = 1,35(PP + P_{murext}) + Ra$

$$q_u = 1,35(3 + 7,47) + 40,54 = 54,67 \text{ KN/m}$$

✓ **à L'ELS:**  $q_s = (PP + P_{murext}) + Ra$

$$q_s = (3 + 7,47) + 29,4 = 39,87 \text{ KN/m}$$

❖ **Calcul des moments:**

Les moments isostatiques sont:

$$q = 5,33$$

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

✓ **L'ELU :**

$$M_0 = 48,44 \text{ KN. m}$$

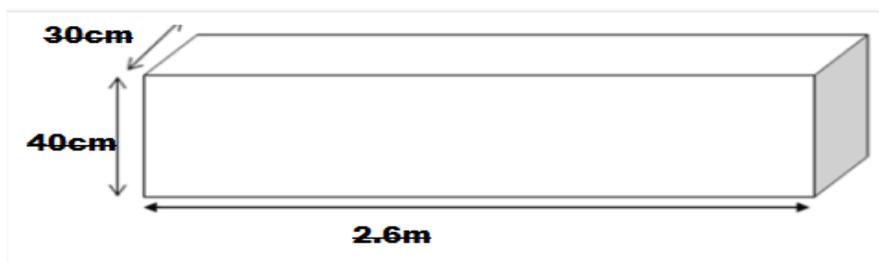
$$M_t = 0,85 \times M_0 = 41,17 \text{ KN. m}$$

$$M_a = 0,3 \times M_0 = 14,53 \text{ KN. m}$$

✓ **L'ELS :**

$$M_0 = 63,84 \text{ KN. m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 54,26 \text{ KN. m} \quad M_a = 0,3 \times M_0 = 19,15 \text{ KN.m}$$



**Figure IV.21. Poutre palier**

➤ **Calcul de ferrailage:**

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU

$$\begin{array}{l} h = 40\text{cm} \\ \text{Les dimensions des sections} \\ d = 38\text{cm} \end{array} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} b = 30\text{cm}$$

**a) En travée :**

- Armature principale :

$$M_t = 41.17 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{41.17 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 14.16} = 0.067$$

$$\mu = 0.056 < 0.186 (\text{pivot A}).$$

$$\alpha_r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha_r = 0.086$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_r)$$

$$Z = 36.69 \text{cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{41.17 \times 10^6}{366 \times 348} = 3.23 \text{cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 380 \times 300 \times 2.1}{400} = 1.376 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 3.23 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.376 \text{cm}^2$$

Donc on adopte  $A_{st} = 5.97 \text{cm}^2$

Le choix: **4HA12  $A_s = 4.52 \text{cm}^2$**

**b) En appuis:**

- Armature principale :

$$M_t = 26.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \mu = \frac{14.53 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 14.16} = 0.023$$

$$\mu = 0.056 < 0.186 (\text{pivot A}).$$

$$\alpha_r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha_r = 0.029$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_r)$$

$$Z = 37.55 \text{ cm.}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_{st}} \quad A_{st} = \frac{14.53 \times 10^6}{375 \times 348} = 1.11 \text{ cm}^2$$

➤ **Conditione non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e} \quad \longrightarrow \quad A_{\min} = \frac{0.23 \times 380 \times 300 \times 2.1}{400} = 1.376 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.11 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.376 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_{st} = 2.17 \text{ cm}^2$

Le choix: ~~4HA8~~  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

**a) Armatures de répartition:**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right)$$

$\phi$ : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(1.14; 1; 3) \text{ cm}$$

Soit :  $\phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit un étrier avec  $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**a) Espacement :**

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

**Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm}\right) = \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2; 30\text{cm}\right) = 14.4\text{cm}$$

$$\longrightarrow S_t = 14\text{cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est

:

$$L = 2 \times h = 0,8 \text{ m}$$

**Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{40}{4} = 20\text{cm}$$

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

**Tableau IV.5.**Les résultats de calcul

Section	M (KN.m)	$\mu$	Z(cm)	A <sub>st</sub> (cal) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (adob) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> (adob) (cm <sup>2</sup> )
Appuis	14.53	0,023	37.55	1.11	1,376	4HA8	4T8
						2.01	2,01
Travée	41.17	0,067	36.69	3.23	1,376	4HA10	4T8
						4.52	2,01

## Les Vérifications :

a) à L'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = qu \frac{l}{2} \rightarrow V_u = 14.53 \times \frac{5.5}{2} = 39.95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{39.95 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.223 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables on a :

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa}\right) \quad \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.203 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{conditio vérifiée}$$

### Calcul de la poutre palier à la torsion:

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier:

$$M_t = M_a(\text{escalier}) = 14,90 \text{ KN.m.}$$

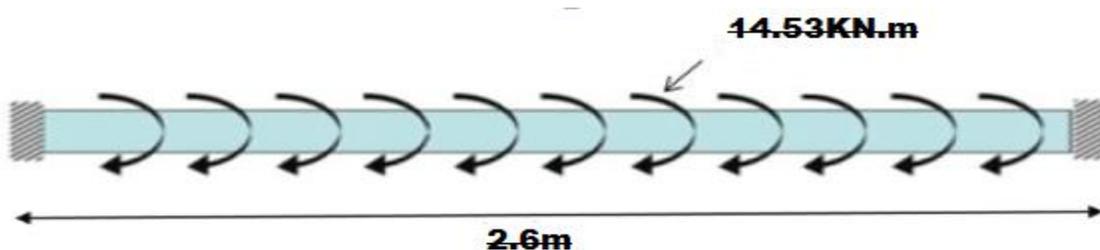


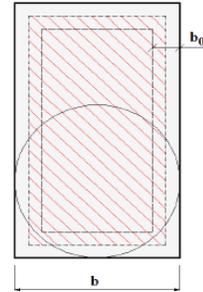
Figure IV.22. La poutre à la torsion.

### ❖ Contraintes tangentielles de torsion :

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi  $b_t$  est

égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$r = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times b_0} \text{ (Formule de Rausch).}$$



$T_u$  : moment de torsion ( $T_u = 12,32 \text{ kN.m}$ )

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} \rightarrow b_t = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.}$$

$\Omega$  : Aire du contour à mi-épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

$$r = \frac{12.32 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 50} = 1.408 \text{ MPa}$$

a) **Résistance en torsion et flexion :**

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{ulimite})^2 \quad \text{(Section pleine)}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 0,810^2 + 1,4^2 = 2,61 \leq 3,33^2 = 10 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) **Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \quad \text{Avec } U : \text{périmètre de } \square.$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{1200 \times 12.32 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 348} = 2.42 \text{ cm}^2$$

c) **Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{S_t \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{200 \times 12.32 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 348} = 0.40 \text{ cm}^2$$

d) **Section minimale des armatures :**

$$1) \frac{Al \times fe}{U \times b0} \geq 0.4 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \frac{242 \times 400}{1200 \times 50} = 1.61 \text{MPa} \geq 0.4 \text{MPa} \dots \text{condition}$$

**vérifiée**

$$2) \frac{Al \times fe}{St \times b0} \geq 0.4 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \frac{40 \times 400}{200 \times 50} = 1.6 \text{MPa} \geq 0.4 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Les armatures totales:**

a) **Armatures longitudinales :**

$$A_l^{\text{tot}} = A_l^{\text{fl}} + A_l^{\text{tor}}$$

**Tableau IV.6.** Valeurs des Armatures longitudinales.

	<u><math>A_l^{\text{fl}}</math></u> (cm <sup>2</sup> )	<u><math>A_l^{\text{tor}}</math></u> (cm <sup>2</sup> )	<u><math>A_l^{\text{tot}}</math></u> (cm <sup>2</sup> )	<u><math>A_l^{\text{adob}}</math></u> (cm <sup>2</sup> )
<b><u>Appuis</u></b>	<u>3.14</u>	<u>2.4</u>	<u>5.5</u>	<u>5HA12</u>
		<u>2</u>	<u>6</u>	<u>5.65</u>
<b><u>Travée</u></b>	<u>5.65</u>	<u>2.4</u>	<u>8.0</u>	<u>5HA14+1HA</u>
		<u>2</u>	<u>7</u>	<u>12</u>
				<u>8.82</u>

b) **Armatures transversales :**

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{fl}} + A_t^{\text{tor}} = 1,5 + 0,40 = 1,90 \text{cm}^2$$

Donc soit :  $A_t^{\text{tot}} = 4\Phi 8 = 2,01 \text{cm}^2$

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

- **Etat limite de compression du béton:**

On doit vérifier que:

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \sigma_c = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

- **En travée :**

✓ **Position de l'axe neutre (y):**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A+A')y - 15(Ad+A'd') = 0$$

$$\frac{30}{2}y^2 + 15(7.95+0)y - 15(7.95 \times 38) = 0 \quad y = 15.64 \text{cm}$$

• **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{30 \times 14.42^3}{3} + 15 \times 8.82 \times (38 - 14.42)^2$$

$$I = 103545.40 \text{cm}^4$$

❖ **Contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{41.17 \times 10^6 \times 144.2}{103545.40 \times 10^4} = 5.73 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.39 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

- **En Appuis :**

• **Position de l'axe neutre (y):**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A+A')y - 15(Ad+A'd') = 0$$

$$\frac{30}{2}y^2 + 15(4.65+0)y - 15(4.65 \times 38) = 0 \quad y = 11.09 \text{cm}$$

• **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{30 \times 12.09^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (38 - 12.09)^2 \quad I = 74566.78 \text{cm}^4$$

❖ **Contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{26.33 \times 10^6 \times 120.9}{74566.78 \times 10^4} = 4.25 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.25 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

❖ **Vérification de la flèche:**

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{Mt}{10M_0}\right)$$

$$\frac{0.5}{3.80} = 0.10 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{41.17}{10 \times 87.79}\right) = 0.084 \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \frac{7.95}{30 \times 38} \Rightarrow 0.006 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

	Travée	Appuis
P. Palier	<p>30cm</p> <p>40cm</p> <p>4HA10</p> <p>4T8</p> <p>5HA14</p> <p>1HA12</p>	<p>30cm</p> <p>40cm</p> <p>5HA12</p> <p>4T8</p> <p>4HA8</p>

**Tableau III.7.**Section de ferrailage de poutre palier

# Chapitre V : étude sismique

## **V.1 Introduction [5] :**

Étant donné que les tremblements de terre peuvent survenir à tout moment et causer des dommages considérables aux personnes et aux biens, il est essentiel de concevoir et de construire des structures capables de résister à ces secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

L'objectif de ce chapitre est d'établir un modèle de structure qui satisfait toutes les conditions et les critères de sécurité imposés par les règles parasismiques algériennes, connues sous le nom de RPA99/version 2003.

## **V.2 Choix de la méthode de calcul :**

Est régi par l'article 4.1 des règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 (page 33).

L'objectif de l'étude sismique est de calculer les forces sismiques, et cela peut être réalisé en utilisant l'une des trois méthodes suivantes :

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

### **V.2.1 Méthode statique équivalente :(art 4.2RPA99/2003; P33)**

Les forces dynamiques réelles contenues dans la structure sont substituées par un système de forces statiques fictives qui sont équivalentes équivalente en termes d'effets sismiques. Cette approche ne peut être dissociée de l'application des mesures constructives assurant les caractéristiques suivantes de la structure :

- Une résistance suffisante à la déformation.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure lors de tremblements de terre majeurs.

La méthode statique équivalente est applicable dans les situations suivantes :

Le bâtiment en question doit respecter les critères de régularité en termes de plan et d'élévation, avec une hauteur maximale de 65 mètres dans les zones I et IIa, et de 30 mètres dans les zones IIb et III.

Dans cette étude, notre bâtiment se trouve dans la zone IIa, avec une hauteur

**h=18,7m < 65m..... La condition est vérifiée.**

✓ **Régularité en plan:**(art 3.5.1.aRPA99/2003;P30)

$$\frac{L1+L2}{L} \leq 0.25 \frac{5.3+5.5}{17.95} \leq 0.25 \quad 0.5 > 0.25 \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc le bâtiment classé non régulière en plan

✓ **Régularité en élévation** (art 3.5.1.bRPA99/2003 ; P31)

Du bâtiment est assurée car il n'y a aucun changement brusque de configuration verticale, ce qui le classe comme régulier en élévation.

En conséquence, la méthode statique équivalente ne peut pas être utilisée. Il est nécessaire de calculer la force sismique totale appliquée à la base de la structure en utilisant la méthode statique équivalente afin de la comparer avec celle obtenue par la méthode dynamique.

Ainsi, il est indispensable d'évaluer l'effort tranchant à la base de la structure en utilisant la méthode statique équivalente.

➤ **Calcul la force sismique :** (art 4.2.3 RPA99/2003; P34)

Dans cette approche, l'action sismique est quantifiée par le maximum de l'effort tranchant exercé à la base de la structure, représentant ainsi l'intensité effective de l'activité sismique

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

**Avec :**

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

**Coefficient d'accélération :**

Le coefficient d'accélération de zone est déterminé selon le tableau [4.1] des RPA 99/Version.2003

En fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Pour un bâtiment du groupe d'usage 2 situé en zone sismique, le coefficient d'accélération de zone  $A = 0.15$ .

• **Pourcentage d'amortissement critique :**

La réaction des structures aux forces sismiques qui varient dans le temps dépend notamment des propriétés d'amortissement des matériaux utilisés dans la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages présents.

✓ **Facture d'amplification dynamique moyen :**

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

$\xi\%$ : Pourcentage d'amortissement critique:

$\xi = 7\% \rightarrow$  contre ventement mixte (voile – portique )

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,882 \geq 0,7$$

$T_2$ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le diagramme [4.7]. On a pour un site 2  $\rightarrow T_2 = 0.4 \text{ sec}$ .

$T$ : la période fondamentale de la structure  $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$

Donc:  $T_1 = 0,05 \times 18,7^{3/4} = 0,44 \text{ sec}$ .

**$C_T = 0,05$ .**

Ou :  $T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$

- Suivant x-x :  $L_x = 29.9 \text{ m}$        $T_x = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{L_x}} = 0.30 \text{ m}$

- Suivant y-y :  $L_y = 23.9 \text{ m}$        $T_y = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{L_y}} = 0.34 \text{ m}$

-  $T = \min ( C_T h_N^{3/4} ; 0.09 h_N / \sqrt{D} )$

$T_x = \min ( 0.44 ; 0.30 ) \text{ s}$        $T_x = 0.30 \text{ s}$

$T_y = \min ( 0.44 ; 0.34 ) \text{ s}$        $T_y = 0.34 \text{ s}$

Période caractéristique associée à la catégorie de site pour **(S2)**

$T_1 = 0.15 \text{ s}$  ;  $T_2 = 0.40 \text{ s}$  ..... **(Tabl 4.7.RPA99)**.

**Remarque:** on prend la plus petite des deux valeurs données respectivement par les deux formules.

**D:** la dimension du bâtiment mesurée.

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$h_N = 18,7\text{m}$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] pour les contreventements assurés partiellement ou totalement par des voiles en béton armé →  $C_T = 0,05$ .

$$D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D = 2.5 \times 0.882 \left( \frac{0.4}{0.44} \right)^{2/3} = 2.06$$

**Facture de qualité :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfaite ou non.

Sa valeur est donnée suivant le RPA dans le tableau [4.4]

**Tableau V.1.** Valeur de  $P_q$  sans X-X

	<u>P</u> q		
	<u>Ob</u> <u>ser</u> <u>é</u>	<u>Nonobse</u> <u>rvé</u>	<u>Valeur</u>
<u>1-Condition minimalesurlesfiles de</u>	<u>X</u>		<u>0.5</u>

<b><u>contreventement</u></b>			
<b><u>2-Redondance en plan</u></b>	<b><u>X</u></b>		<b><u>0.05</u></b>
<b><u>3-Régularitéenplan</u></b>		<b><u>X</u></b>	<b><u>0.05</u></b>
<b><u>4-Régularitéenélévation</u></b>	<b><u>X</u></b>		<b><u>0.05</u></b>
<b><u>5-Contrôledelaqualitédesmatériaux</u></b>		<b><u>X</u></b>	<b><u>0.05</u></b>
<b><u>6-Contrôle de la qualité de l'exécution</u></b>	<b><u>X</u></b>		<b><u>0</u></b>
			<b><u><math>\Sigma P_q=0.3</math></u></b>

Donc:  $Q_X=1,3$

**Tableau V.2.Valeur de  $P_q$  sans Y-Y**

<b><u>Critère de quantité</u></b>	<b><u>P</u></b>		
	<b><u>Obser</u></b> <b><u>vé</u></b>	<b><u>Nonobser</u></b> <b><u>vé</u></b>	<b><u>Valeur</u></b>
<b><u>1-Conditionminimalesurlesfiles de</u></b> <b><u>contreventement</u></b>	<b><u>X</u></b>		<b><u>0</u></b>
<b><u>2-Redondance en plan</u></b>		<b><u>X</u></b>	<b><u>0.05</u></b>
<b><u>3-Régularitéenplan</u></b>		<b><u>X</u></b>	<b><u>0.05</u></b>
<b><u>4-Régularitéenélévation</u></b>	<b><u>X</u></b>		<b><u>0</u></b>
<b><u>5-Contrôledelaqualitédesmatériaux</u></b>		<b><u>X</u></b>	<b><u>0.05</u></b>
<b><u>6-Contrôle de la qualité de l'exécution</u></b>	<b><u>X</u></b>		<b><u>0</u></b>
			<b><u><math>\Sigma P_q=0.15</math></u></b>

Donc:  $Q_Y=1.15$

✓ **Coefficient de comportement global de la structure:**

Pour une structure en béton armé mixte (voile+portiques), On a:  $R = 3.5$

✓ **Poids total de la structure:**

W : poids total de la structure égale à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad i = 1, 2, 3, \dots, n$$

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes.

$\beta$ : coefficient de pondération qui dépend de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau [4.5]

### **V.3.Méthode d'analyse modale spectrale :**

❖ **Introduction :**

L'étude dynamique vise à déterminer les caractéristiques vibratoires qui peuvent se produire dans une structure donnée afin d'estimer la charge sismique de calcul la plus défavorable.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, notamment lorsque la méthode statique équivalente n'est pas autorisée.

❖ **Principe :**

Dans cette méthode, le principe consiste à déterminer, pour chaque mode de vibration, les efforts maximums induits dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces efforts sont ensuite combinés pour obtenir la réponse globale de la structure.

❖ **Résultats trouvées par logiciel ROBOT :**

Le logiciel de calcul utilisé pour cette analyse est le progiciel (ensemble de logiciels) ROBOT Structural Analysis Professional 2018.

## • **ROBOT :**

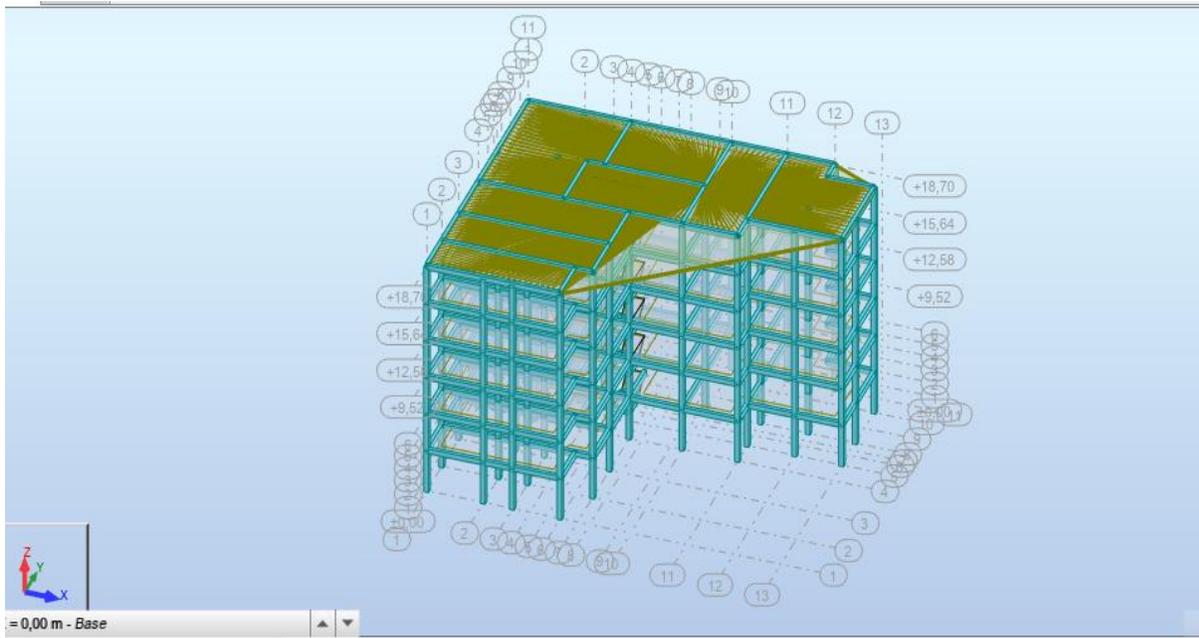
Un logiciel de CAO/DAO conçu pour modéliser, analyser et dimensionner différents types de structures. Il permet de créer des modèles de structures, de les calculer, de vérifier les résultats obtenus et de dimensionner les éléments spécifiques de la structure. Enfin, ROBOT a également généré la documentation nécessaire pour la structure calculée et dimensionnée.

Les principales caractéristiques du logiciel ROBOT sont les suivantes :

- La conception de la structure se fait entièrement de manière graphique dans un éditeur dédié.
- Il est possible d'importer la géométrie de la structure définie à partir d'un autre logiciel de CAO/DAO.
- Les résultats des calculs tels que les efforts internes, les déplacements, les contraintes, etc., peuvent être présentés de manière graphique sur la structure étudiée ou sous forme de tableaux.
- Le logiciel offre une large gamme de solveurs dynamiques, ce qui permet d'effectuer à la fois des analyses statiques et dynamiques de la structure.

### ❖ **Disposition des voiles de contreventement :**

Lors de la sélection de la disposition initiale des voiles dans le bâtiment, il est important de prendre en compte le plan d'architecture ainsi que le nombre maximal de voiles dans chaque direction :



**FigureV.1** Vue générale du modèle

❖ **Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT**

**TableauV.3.** Les facteurs de participation massique de chaque modèle

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]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	1,16	0,86	31,39	26,33	0,00	31,39	26,33	0,00	3330743,43	3330743,43	3330743,43
4/ 2	1,59	0,63	56,29	73,13	0,02	24,90	46,80	0,02	3330743,43	3330743,43	3330743,43
4/ 3	3,32	0,30	74,38	75,42	0,02	18,09	2,29	0,01	3330743,43	3330743,43	3330743,43
4/ 4	3,72	0,27	81,35	79,22	0,02	6,97	3,81	0,00	3330743,43	3330743,43	3330743,43
4/ 5	5,42	0,18	81,57	79,60	5,38	0,22	0,38	5,35	3330743,43	3330743,43	3330743,43
4/ 6	5,76	0,17	83,15	83,03	5,56	1,58	3,43	0,18	3330743,43	3330743,43	3330743,43
4/ 7	5,88	0,17	85,39	88,43	5,82	2,24	5,40	0,26	3330743,43	3330743,43	3330743,43
4/ 8	5,96	0,17	86,09	90,42	10,35	0,70	1,99	4,54	3330743,43	3330743,43	3330743,43
4/ 9	6,02	0,17	86,10	90,48	11,99	0,02	0,07	1,64	3330743,43	3330743,43	3330743,43
4/ 10	6,15	0,16	86,10	90,48	12,60	0,00	0,00	0,61	3330743,43	3330743,43	3330743,43
7/ 1	1,16	0,86	31,39	26,33	0,00	31,39	26,33	0,00	3330743,43	3330743,43	3330743,43
7/ 2	1,59	0,63	56,29	73,13	0,02	24,90	46,80	0,02	3330743,43	3330743,43	3330743,43
7/ 3	3,32	0,30	74,38	75,42	0,02	18,09	2,29	0,01	3330743,43	3330743,43	3330743,43
7/ 4	3,72	0,27	81,35	79,22	0,02	6,97	3,81	0,00	3330743,43	3330743,43	3330743,43
7/ 5	5,42	0,18	81,57	79,60	5,38	0,22	0,38	5,35	3330743,43	3330743,43	3330743,43
7/ 6	5,76	0,17	83,15	83,03	5,56	1,58	3,43	0,18	3330743,43	3330743,43	3330743,43
7/ 7	5,88	0,17	85,39	88,43	5,82	2,24	5,40	0,26	3330743,43	3330743,43	3330743,43
7/ 8	5,96	0,17	86,09	90,42	10,35	0,70	1,99	4,54	3330743,43	3330743,43	3330743,43
7/ 9	6,02	0,17	86,10	90,48	11,99	0,02	0,07	1,64	3330743,43	3330743,43	3330743,43
7/ 10	6,15	0,16	86,10	90,48	12,60	0,00	0,00	0,61	3330743,43	3330743,43	3330743,43
8/ 1	1,16	0,86	31,39	26,33	0,00	31,39	26,33	0,00	3330743,43	3330743,43	3330743,43
8/ 2	1,59	0,63	56,29	73,13	0,02	24,90	46,80	0,02	3330743,43	3330743,43	3330743,43
8/ 3	3,32	0,30	74,38	75,42	0,02	18,09	2,29	0,01	3330743,43	3330743,43	3330743,43
8/ 4	3,72	0,27	81,35	79,22	0,02	6,97	3,81	0,00	3330743,43	3330743,43	3330743,43
8/ 5	5,42	0,18	81,57	79,60	5,38	0,22	0,38	5,35	3330743,43	3330743,43	3330743,43
8/ 6	5,76	0,17	83,15	83,03	5,56	1,58	3,43	0,18	3330743,43	3330743,43	3330743,43
8/ 7	5,88	0,17	85,39	88,43	5,82	2,24	5,40	0,26	3330743,43	3330743,43	3330743,43
8/ 8	5,96	0,17	86,09	90,42	10,35	0,70	1,99	4,54	3330743,43	3330743,43	3330743,43
8/ 9	6,02	0,17	86,10	90,48	11,99	0,02	0,07	1,64	3330743,43	3330743,43	3330743,43

### ❖ **Constatation**

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale  $T = \mathbf{0,86 s}$ . 2°/ 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation

3°/ Le 4<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.

4°/ La participation massique dépasse les 90% au 10<sup>ème</sup> mode (Selon le RPA99).

### ➤ **Interprétation**

1°/ La période fondamentale  $T = \mathbf{0,86 s}$  est supérieure à celle calculée par les Formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$$T(\text{RPA}) = T = C_T \times h^{3/4} = 0,44 \text{ s.}$$

$$T = \mathbf{0,86 s} > 1,30 \times 0,44 = \mathbf{0,572 s}$$

### - **Remarque:**

En remarque qu'il est nécessaire de réduire la période, ce qui rend essentiel de renforcer la rigidité de notre structure en ajoutant des voiles, tout en tenant compte des conditions spécifiées dans l'article 3.4 du RPA (Règlement de Construction Parasismique), annexe A.4.

## Modélisation avec voiles:

-Caractéristique géométrique des Voiles :  $e= 20\text{cm}$

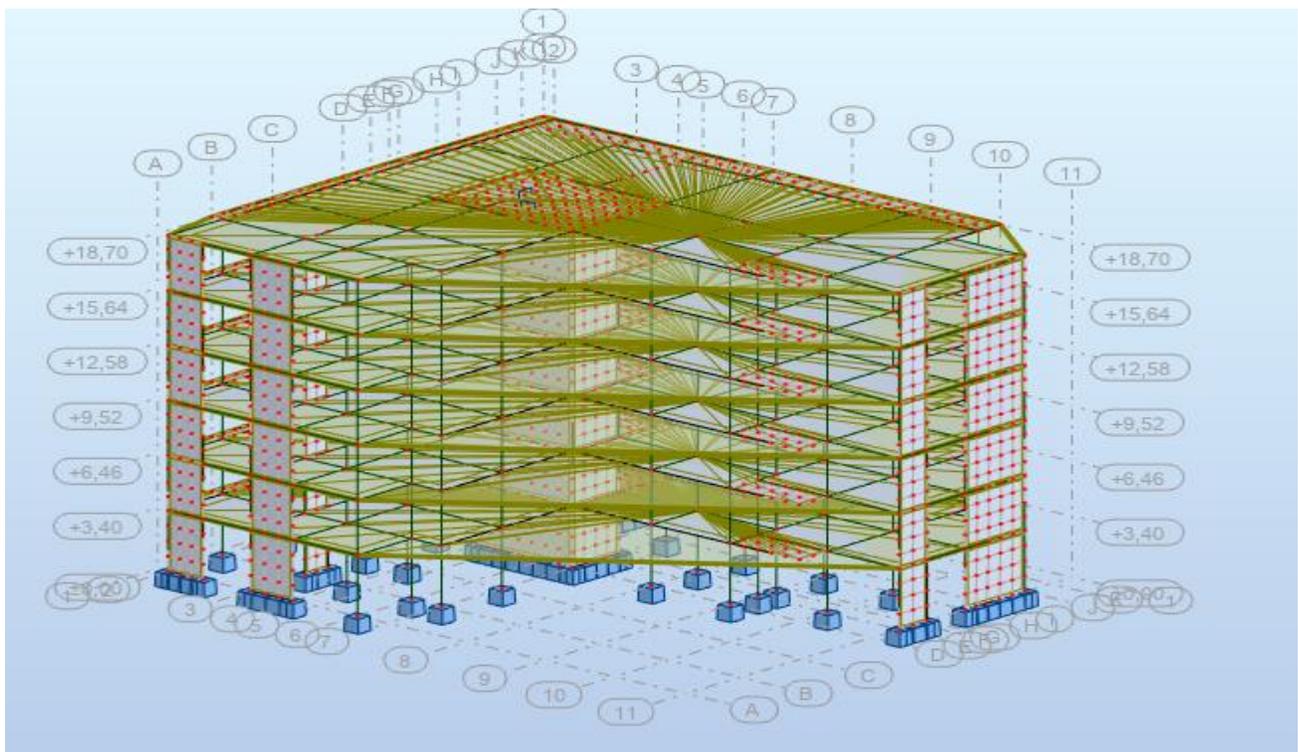
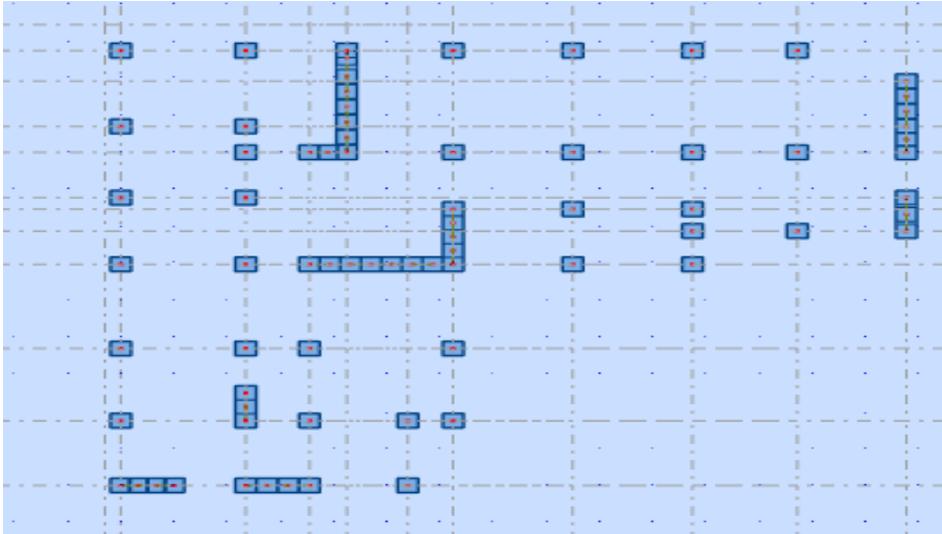
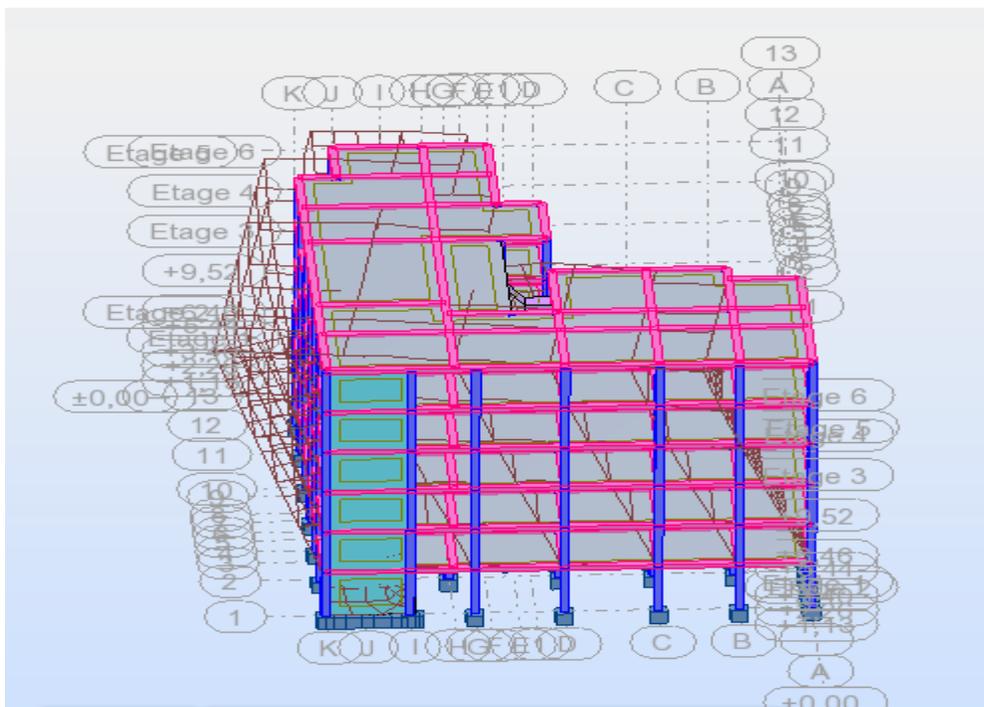
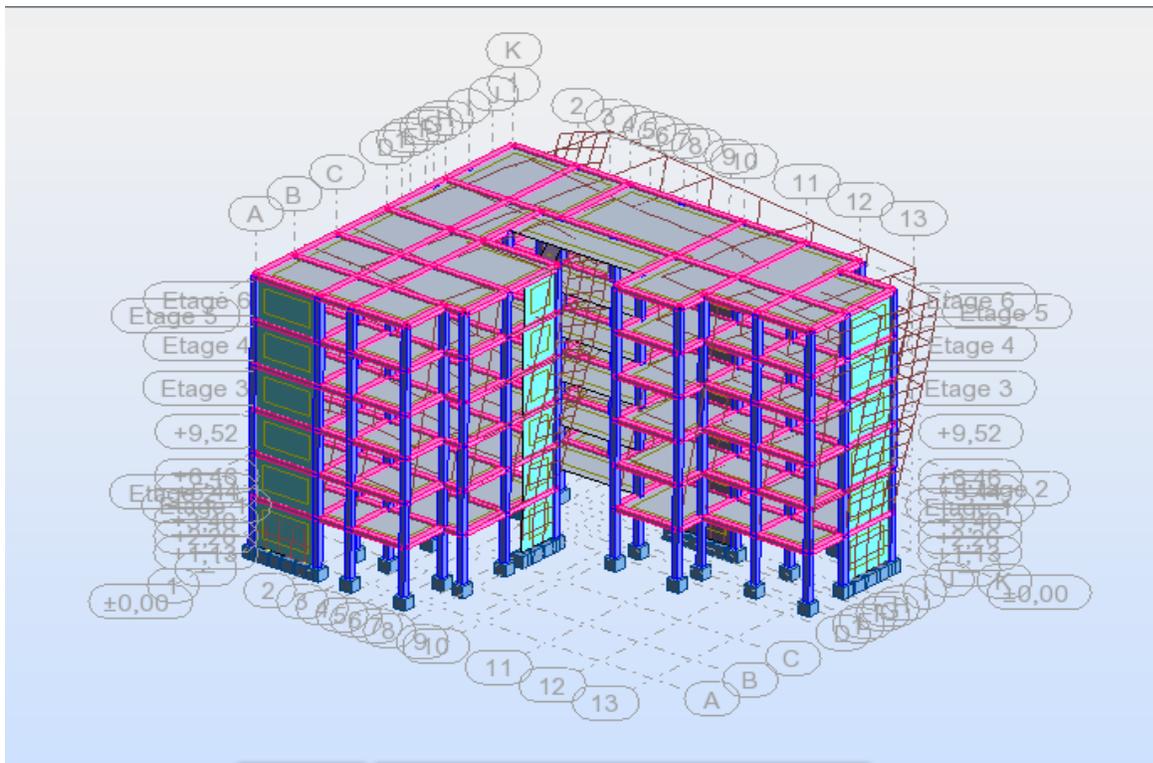


Figure V.5 : Disposition des voile

- Après l'analyser par robot ,en obtint les résultats présenté dans le tableau IV.

**Tableau V.4.Résultatdel'analysedynamiqueparlogiciel ROBOT**

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]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	2,58	0,39	50,73	1,75	0,01	50,73	1,75	0,01	2004700,30	2004700,30	2004700,30
4/ 2	2,69	0,37	59,23	62,28	0,01	8,50	60,53	0,01	2004700,30	2004700,30	2004700,30
4/ 3	3,79	0,26	75,54	73,92	0,01	16,31	11,64	0,00	2004700,30	2004700,30	2004700,30
4/ 4	9,38	0,11	84,70	76,53	0,06	9,15	2,62	0,05	2004700,30	2004700,30	2004700,30
4/ 5	10,43	0,10	90,04	88,34	0,14	5,34	11,81	0,08	2004700,30	2004700,30	2004700,30
4/ 6	11,63	0,09	90,04	88,34	0,19	0,00	0,00	0,05	2004700,30	2004700,30	2004700,30
4/ 7	11,74	0,09	90,05	88,35	0,22	0,01	0,00	0,04	2004700,30	2004700,30	2004700,30
4/ 8	11,84	0,08	90,06	88,35	1,79	0,00	0,00	1,57	2004700,30	2004700,30	2004700,30
4/ 9	11,90	0,08	90,06	88,36	3,62	0,00	0,01	1,83	2004700,30	2004700,30	2004700,30
4/ 10	11,97	0,08	90,21	88,36	3,92	0,15	0,00	0,30	2004700,30	2004700,30	2004700,30
4/ 11	13,78	0,07	90,22	88,36	15,01	0,02	0,01	11,09	2004700,30	2004700,30	2004700,30
4/ 12	14,53	0,07	90,25	88,40	25,56	0,03	0,03	10,55	2004700,30	2004700,30	2004700,30
4/ 13	15,32	0,07	93,07	91,98	26,56	2,82	3,59	1,00	2004700,30	2004700,30	2004700,30
4/ 14	15,57	0,06	93,08	92,00	26,63	0,00	0,02	0,07	2004700,30	2004700,30	2004700,30
4/ 15	15,65	0,06	93,08	92,00	27,24	0,00	0,00	0,62	2004700,30	2004700,30	2004700,30
5/ 1	2,58	0,39	50,73	1,75	0,01	50,73	1,75	0,01	2004700,30	2004700,30	2004700,30
5/ 2	2,69	0,37	59,23	62,28	0,01	8,50	60,53	0,01	2004700,30	2004700,30	2004700,30
5/ 3	3,79	0,26	75,54	73,92	0,01	16,31	11,64	0,00	2004700,30	2004700,30	2004700,30
5/ 4	9,38	0,11	84,70	76,53	0,06	9,15	2,62	0,05	2004700,30	2004700,30	2004700,30
5/ 5	10,43	0,10	90,04	88,34	0,14	5,34	11,81	0,08	2004700,30	2004700,30	2004700,30
5/ 6	11,63	0,09	90,04	88,34	0,19	0,00	0,00	0,05	2004700,30	2004700,30	2004700,30
5/ 7	11,74	0,09	90,05	88,35	0,22	0,01	0,00	0,04	2004700,30	2004700,30	2004700,30
5/ 8	11,84	0,08	90,06	88,35	1,79	0,00	0,00	1,57	2004700,30	2004700,30	2004700,30
5/ 9	11,90	0,08	90,06	88,36	3,62	0,00	0,01	1,83	2004700,30	2004700,30	2004700,30
5/ 10	11,97	0,08	90,21	88,36	3,92	0,15	0,00	0,30	2004700,30	2004700,30	2004700,30
5/ 11	13,78	0,07	90,22	88,36	15,01	0,02	0,01	11,09	2004700,30	2004700,30	2004700,30
5/ 12	14,53	0,07	90,25	88,40	25,56	0,03	0,03	10,55	2004700,30	2004700,30	2004700,30
5/ 13	15,32	0,07	93,07	91,98	26,56	2,82	3,59	1,00	2004700,30	2004700,30	2004700,30
5/ 14	15,57	0,06	93,08	92,00	26,63	0,00	0,02	0,07	2004700,30	2004700,30	2004700,30
5/ 15	15,65	0,06	93,08	92,00	27,24	0,00	0,00	0,62	2004700,30	2004700,30	2004700,30
6/ 1	2,58	0,39	50,73	1,75	0,01	50,73	1,75	0,01	2004700,30	2004700,30	2004700,30



### ❖ Constatation

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale :

$$T = 0.39 \text{ s.}$$

2°/ 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> modes sont des modes de torsion

3°/ Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation.

### ❖ Interprétation :

La période fondamentale  $T = 0,39\text{s}$  est inférieure à celle calculée par les Formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$$T(\text{RPA}) = T = 0,09h_N / \sqrt{D} = 1.17\text{s.}$$

$$T = 0,39\text{s} < 1,30 \times 1.17 = 1,52\text{s}$$

(  $W = 10466.84\text{Kg}$  (valeur donnée par logiciel ROBOT avec voile)

**Donc :**

La force sismique sans X:

$$V_x = \frac{0,15 \times 2,06 \times 1,3}{3.5} \times 10466.84 \longrightarrow V_x = 1201.29$$

La force sismique sans Y:

$$V_y = \frac{0,15 \times 2,06 \times 1,15}{3.5} \times 10466.84 \quad V_y = 1062.68$$

$$V_x = 1201.29\text{KN} \quad V_y = 1062.68\text{KN}$$

★ Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003 :

## **Vérification de la résultante des forces sismiques:**

Selon l'article 4-3-6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base ( $V_{dy}$ ), calculée en combinant les valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente ( $V$ ), conformément aux directives du règlement.

**Tableau V.5. Vérification de la résultante des forces.**

	<u><math>V</math>(KN)</u>	<u><math>0.8V</math>(KN)</u>	<u><math>V_{dy}</math>(KN)</u>	<u><math>\frac{V_{dy}}{V} &gt; 0.8</math></u>
<u>Sens xx</u>	<u>1201.29</u>	<u>961.032</u>	<u>5460.75</u>	<u>Vérifiée</u>
<u>Sens yy</u>	<u>1062.68</u>	<u>850.144</u>	<u>4305.54</u>	<u>Vérifiée</u>

## **Vérification des déplacements:**

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta K - \delta K-1$$

Avec:

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

: Déplacement horizon à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

: Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R: coefficient de comportement (R=3.5).

Tous les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.6. Vérification des déplacements. (Sens x-x)**

Niv	Sens xx					Observation
	(cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta$ (cm)	1,0%(h <sub>k</sub> )	
1	0.3	1.05	0	1.05	3,40	Vérifié
2	0.7	2.45	1.05	1.4	3,06	Vérifié
3	1.3	4.55	2.45	2.1	3,06	Vérifié
4	1.7	5.95	4.55	1.4	3,06	Vérifié
5	1.8	6.3	5.95	0.35	3,06	Vérifié
6	1.7	5.95	6.3	0.35	3,06	Vérifié

**Tableau V.7. Vérification des déplacements. (Sens Y-Y)**

	<u>Sensy-</u> <u>y</u>					<u>Observation</u>
	<u>(cm)</u>	<u><math>\delta_k</math> (cm)</u>	<u><math>\delta_{k-1}</math>(cm)</u>	<u><math>\Delta</math>(cm)</u>	<u>1,0%(h<sub>k</sub>)</u>	

<b>Niv</b>						
<b>1</b>	0.1	<b><u>0.35</u></b>	<b><u>0</u></b>	<b><u>0.35</u></b>	<b><u>3.40</u></b>	<b><u>Vérifié</u></b>
<b>2</b>	0.4	<b><u>1.4</u></b>	<b><u>0.35</u></b>	<b><u>1.05</u></b>	<b><u>3.06</u></b>	<b><u>Vérifié</u></b>
<b>3</b>	0.6	<b><u>2.1</u></b>	<b><u>1.4</u></b>	<b><u>0.7</u></b>	<b><u>3.06</u></b>	<b><u>Vérifié</u></b>
<b>4</b>	0.8	<b><u>2.8</u></b>	<b><u>2.1</u></b>	<b><u>0.7</u></b>	<b><u>3.06</u></b>	<b><u>Vérifié</u></b>
<b>5</b>	1.0	<b><u>3.5</u></b>	<b><u>2.8</u></b>	<b><u>0.7</u></b>	<b><u>3.06</u></b>	<b><u>Vérifié</u></b>
<b>6</b>	1.2	<b><u>4.2</u></b>	<b><u>3.5</u></b>	<b><u>0.7</u></b>	<b><u>3.06</u></b>	<b><u>Vérifié</u></b>

### **Vérification de l'effort normal réduit :**

Il est nécessaire de vérifier l'effort normal réduit afin de prévenir ou de limiter le risque de rupture fragile provoqué par les sollicitations sismiques globales. La formule utilisée pour cette vérification est la suivante :

$$P = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{art 7.4.3.1 RPA99/2003; P63})$$

**Tableau V.8.** Vérification de l'effort normal réduit.

<b>Niv</b>	<b><u>N<sub>d</sub> (KN)</u></b>	<b><u>Type de Poteu</u></b>	<b><u>B (cm<sup>2</sup>)</u></b>	<b>P</b>	<b><u>Remarque</u></b>
<b>5</b>	<b><u>109.18</u></b>	<b><u>40*40</u></b>	<b><u>1600</u></b>	<b><u>0.027</u></b>	<b><u>Vérifiée</u></b>

### Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:(art5.9RPA99/2003;P51)

Si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) dus aux charges verticales après déplacement peuvent être négligés dans le cas des bâtiments :

$$A_K - \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0.1$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

$V_K$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$$V_K = \sum F_i$$

$\Delta_K$ : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",  $h_K$ :

Hauteur de l'étage "k".

Si  $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(\theta_k - 1)$ .

Si  $\theta_k \geq 0,2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**Tableau.V.9.** l'effet de P-Δ, sens X-X 15149,91

<u>2/ Vérification de l'effet P-Delta</u>								
Etage	Pk (KN)	Dalta k(m)	hk (m)	Vk (KN)	Tita	V/Limite	Vérification	w(KN)
1	23619,54	0,00245	3,06	1357,38	0,0425	0,10	CV	4686,65
2	18932,89	0,00508	3,06	596,69	0,1602			4656,10
3	14276,79	0,00609	3,06	450,59	0,1917			4656,10
4	9620,69	0,00613	3,06	277,61	0,2100			4656,10
5	4964,59	0,00564	3,06	116,39	0,2342			4964,59

**Tableau.V.10.** l'effet de P-Δ, sens Y-Y

## 2/ Vérification de l'effet P-Delta

Etage	Pk (KN)	Dalta k(m)	hk (m)	Vk (KN)	Tita	V/Limite	Vérification	w(KN)
1	23619,54	0,00245	3,06	1878,91	0,0307	0,10	CV	4686,65
2	18932,89	0,00508	3,06	1504,14	0,0638			4656,10
3	14276,79	0,00609	3,06	1380,22	0,0629			4656,10
4	9620,69	0,00613	3,06	1141,85	0,0515			4656,10
5	4964,59	0,00564	3,06	818,20	0,0341			4964,59

Centre de gravite

$D_x = 11.05$

$D_y = 13.05$

Étant donné que la condition  $\theta \leq 0,10$  est satisfaite, cela signifie que l'effet

P- $\Delta$  n'a aucune influence sur la structure, ce qui permet de négliger les effets du deuxième ordre.

### ❖ Justification de l'interaction voiles-portiques:

#### ❖ Sous charges verticales:

Selon l'article 3.4.a des RPA99/2003, les exigences pour les systèmes mixtes sont les suivantes :

Les voiles doivent absorber au moins 20% des charges sollicitantes.

Les résultats correspondants sont résumés dans le tableau IV.12

Niv	Charge reprise			Pourcentage reprise	
	$F_z$ (KN)	$F_z$ (Pot)	$F_z$ (Voiles)	Pot(%)	Voiles (%)

1 <sup>er</sup> Niv	26373,00	20986,61	5386,39	20	80
2 <sup>ème</sup> Niv	21753,30	17496,33	4256,97	20	80
3 <sup>ème</sup> Niv	17348,56	13856,37	3492,18	20	80
4 <sup>ème</sup> Niv	12920,07	10346,22	2573,85	20	80
5 <sup>ème</sup> Niv	8490,38	6853,32	1637,06	19	81

**Tableau V.11.** Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Il est observé que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux.

**Vérification d'ensemble:** (art 5.5 RPA99/2003; P50)

Le moment de renversement, résultant de l'action sismique, doit être calculé par rapport au niveau de contact entre le sol et la fondation. Le moment stabilisateur sera calculé en prenant en compte le poids total, comprenant le poids de la structure, le poids des fondations et éventuellement le poids du remblai.

**✚ Vérification de renversement :**

Moment de renversement  $\underline{M_r} = \sum F_i \times Z_i$

Moment stabilisant  $\longrightarrow M_s = \sum W_i \times b_i$

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq 1.5$$

**Tableau V.12.** Les valeurs de  $W$ ,  $b_i$  et  $F$  ; Sans X-X

<u>Direction X</u>									
Etage	Vx (KN)	Fx (KN)	Z (m)	Mr (KN.m)	W (KN)	Xg (bi) (m)	Ms (KN.m)	Rapport	Vérification
1	1357,38	760,69	3,06	2327,71	42239,81	11,05	866349,83	372,19	CV
2	596,69	146,10	6,12	894,13				968,93	CV
3	450,59	172,98	9,18	1587,96				545,58	CV
4	277,61	161,22	12,24	1973,33				439,03	CV
5	116,39	116,39	15,30	1780,77				486,50	CV

**Tableau V.13.** Les valeurs de  $W$ ,  $b_i$  et  $F$  ; Sans Y-Y

<u>Direction y</u>									
Etage	Vy (KN)	Fy (KN)	Z (m)	Mr (KN.m)	W (KN)	Yg (bi) (m)	Ms (KN.m)	Rapport	Vérification
1	1878,91	374,77	3,06	1146,80	42239,81	13,05	102315,52	89,22	CV
2	1504,14	123,92	6,12	758,39				134,91	CV
3	1380,22	238,37	9,18	2188,24				46,76	CV
4	1141,85	323,65	12,24	3961,48				25,83	CV
5	818,20	818,20	15,30	12518,46				8,17	CV

## **Conclusion :**

Après avoir effectué plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, en tenant compte à la fois des critères de résistance et des contraintes économiques, nous avons réussi à satisfaire toutes les conditions requises par le RPA99/2003. Cela nous permet de conserver notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux

# **Chapitre VI :**

## **Etude des éléments structuraux**

## VI.1.Introduction [6] :

La superstructure désigne la partie supérieure du bâtiment qui se trouve au-dessus du sol. Elle est composée de différents éléments de contreventement tels que les portiques (poteaux - poutres) et les voiles, qui sont construits en béton armé. Leur rôle essentiel est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure, tant avant qu'après un séisme. Cependant, il est crucial que ces éléments soient correctement renforcés et disposés de manière adéquate afin de pouvoir supporter et résister à tous les types de sollicitations.

## VI.2.Combinaisons des charges :

Les combinaisons de charges utilisées pour le calcul du ferrailage dans les éléments porteurs de la structure sont de deux natures différentes :

### ➤ **Combinaisons BAEL :**

Il s'agit de combinaisons qui reflètent la situation permanente de la structure et qui sont définies selon les règles CBA93 et BAEL91mod.99. Elles combinent les charges verticales permanentes et les charges d'exploitation de la manière suivante :

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

### ➤ **Combinaisons RPA :**

Ces combinaisons correspondent à la situation accidentelle de la structure et sont régies par les prescriptions du règlement parasismique algérien RPA99v2003 de la manière suivante :

$$\begin{array}{l} G + Q \mp E \\ \bullet \text{ Pour les voiles : } \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times G \mp E \end{array} \right. \\ \\ G + Q \mp 1,2E \\ \bullet \text{ Pour le portique : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour les Poteaux : } \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times G \mp E \end{array} \right. \\ \text{Pour les poutres : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8 \times G \mp E \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array}$$

**Avec :**

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : action de séisme représentée par ses composantes horizontales.

## **VI.3-Etude des poteaux :**

### **VI.3.1-Sollicitations de calcul :**

Les tableaux suivants résument les sollicitations de calcul qui sont obtenues directement à partir du logiciel ROBOT, en se basant sur les combinaisons les plus prés:

**Tableau VI-1 : Tableau récapitulative des sollicitations sur les poteaux.**

	<b>FX [kN]</b>	<b>MY [kNm]</b>	<b>MZ [kNm]</b>
<b>MAX</b>	1784,93	129,48	57,99
<b>Barre</b>	38	32	32
<b>Noeud</b>	75	63	64
<b>Cas</b>	3 (C)	3 (C)	3 (C)
<b>MIN</b>	87,93	-170,20	-42,24
<b>Barre</b>	1	69	11
<b>Noeud</b>	2	87	22
<b>Cas</b>	3 (C)	3 (C)	3 (C)

<b>As1 cm2</b>	<b>As2 cm2</b>	<b>As1+As2 cm2</b>	<b>AS<sub>min</sub>.RPA cm2</b>
<b>1.6×2</b>	<b>3×2</b>	<b>9.2</b>	<b>9.6</b>

## Tableau VI-2 : récapitulatif du ferrailage longitudinal des poteaux

As calculé cm <sup>2</sup>	As min RPA cm <sup>2</sup>	As adopte cm <sup>2</sup>	Description des Barres
<b>9.2</b>	<b>9.6</b>	<b>10.18</b>	<b>15HA6+4HA16</b>

### Exemple de calcul :

$$\left. \begin{array}{l} N = 1784.93 \text{ KN} \\ M = 129.48 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

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

$$e_G = \frac{1784.93}{129.48} = 13.78 \text{ m} \quad (\text{art 12.I.3 BAEL91/99;P167})$$

$$e_G < \frac{h}{2}$$

$$e_G < \frac{0.40}{2} = 0.20 \text{ m}$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante : (a) ≤ (b)

$$\left\{ \begin{array}{l} (a) = N_u \times (d - d') - M_{UA} \\ (b) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} \end{array} \right. \quad (\text{art 12.III.2 BAEL91/99;P175})$$

$$M_{UA} = M + N \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 129.48 + 1784.93 \times \left( 0.38 - \frac{0.40}{2} \right) = 450.76 \text{ KN.m}$$

**DONC :**

$$\begin{cases} \mathbf{(a)} = \{1784.93 \times (0.38 - 0.02) - 450.76\} = 191.81 \text{KN.m} \\ \mathbf{(b)} = \{0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.02\} \times 0.40 \times 0.40 \times 14.2 \times 10^3 \end{cases}$$

**(a) ≤ (b).....Vérifiées.**

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

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

$$\mu_{bu} = \frac{450.76}{300 \times 380^2 \times 14.2} = 0.432$$

$$\mu_{bu} = 0,3580, 186 \text{ pivot B}$$

$$a = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.432}) = 0,789$$

$$Z = 0,38 \times (1 - 0,4 \times 0,78) = 0,261 \text{m}$$

$$A_1 = \frac{MU}{Z \times f_{st}}$$

$$A_1 = \frac{450.76 \times 10^6}{261 \times 348} = 49.62 \text{cm}^2$$

### **VI.3.2-Ferrailage transversale :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\rho : \begin{cases} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.70 \times 3.40}{0.40} = 5.95 \Rightarrow \rho = 2.5$$

- **Dans la zone nodale :**

- $t \leq \text{Min} (10 \varnothing 1, 15\text{cm})$  en zone IIa
- $t \leq \text{Min} (10 \times 1.6, 15\text{cm})$ , donc on prends 10 cm d'espacement en zone nodale.

- **Dans la zone courante :**

- $t' \leq 15\varnothing 1$  en zone IIa  $\rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

➤ **Calcul de l'armature transversale :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h \cdot 1. f_e}$$

$$A_t = \frac{0.16 \times 2.5 \times 27.15}{0.4 \times 400} = 0.67 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimal selon les RPA les armatures transversales des poteaux

$$\lambda_g \geq 5 \quad A_t = 0.3\% S_t \cdot b = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t \text{ calculé} ; A_t \text{ Rpa}) \rightarrow A_t = \max (0.67 ; 0.91) \rightarrow A_t = 0.91 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferraillage transversal de **4HA8** de section  **$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$**

### VI.3.3-Vérification :

#### a. vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{A} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1201950}{400 \times 300} = 10.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.01 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 14.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\bar{\tau} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\rho_d : \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.045 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

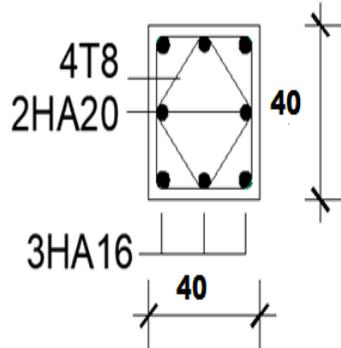
$$T = \frac{VU}{b \cdot d}$$

$$T = \frac{27150}{300 \times 360} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.075 \times 25 = 1.87 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.87 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

### VI.3.4-Schéma du ferrailage des poteaux :



**Figure VI-1 : Ferrailage des poteaux**

### VI.4-Etude des poutres :

Les poutres subissent des sollicitations de flexion simples, telles que des moments fléchissant et des efforts tranchants. Le moment fléchissant est utilisé pour calculer les dimensions des armatures longitudinales, tandis que l'effort

tranchant permet de déterminer les armatures transversales. Les sollicitations des poutres sont analysées en prenant en compte les combinaisons les plus proposées produites par le logiciel ROBOT2018, conformément aux exigences du RPA 99/03 qui sont :

1)  $1.35G+1.5Q$

2)  $G+Q$

3)  $G+Q+E$

4)  $G+Q-E$

5)  $0.8G+E$

6)  $0.8G-E$

Dans le cadre de notre projet, nous devons étudier deux types de poutres :

- ✓ Les poutres principales ont des dimensions de 30x45.
- ✓ Les poutres secondaires ont des dimensions de 30x40.

## Recommandation du RPA99/2003 :

### a) Armatures longitudinales : (RPA99-2003 Art 7.5.2.1) :

Les critères pour les aciers longitudinaux dans les poutres sont les suivants :

- ✓ Un pourcentage minimal total de 0,5% de la section est requis sur toute la longueur de la poutre.  $A_s \text{ min} = 0,5\% b h$ .
- ✓ Le pourcentage maximal total des aciers longitudinaux varie selon les zones :
  - 4% dans la zone courante de la poutre.
  - 6% dans la zone de recouvrement de la poutre.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

### b) Armatures transversales : (RPA99/2003 Art 7.5.2.2) :

La quantité minimale d'armatures transversales est déterminée par la formule suivante :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$A_t$  : représente la quantité d'armatures transversales.

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l)$  en zone nodale.
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

$b$  : la largeur de la poutre

$h$  : hauteur de la poutre

$\Phi_l$  : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé.

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\theta \leq \min \left( \theta_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

## VI.4.1-Ferraillage des poutres :

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

$$\text{b-RPA : } 0.5\% B$$

**Tableau VI-3 : Tableau récapitulative des sollicitations sur les poutres.**

Section (cm <sup>2</sup> )	Combinaisons charge	Ma(KN.m)	<u>Mt(KN.m)</u>
Poutre principal ( 30×45 )	<u>ELU</u>	<u>-35.91</u>	<u>17.78</u>
	<u>ELS</u>	<u>-26.63</u>	<u>13.17</u>
	<u>ELA</u>	<u>-46.95</u>	<u>16.63</u>
Poutre sekunder ( 30*40 )	<u>ELU</u>	<u>-56.16</u>	<u>32.95</u>
	<u>ELS</u>	<u>-40.96</u>	<u>24.14</u>
	<u>ELA</u>	<u>-64.18</u>	<u>41.78</u>

Récapitulation des résultats du ferraillage :

**Tableau VI.4 : Armatures longitudinales des poutres**

<u>Types des poutres</u>	<u>Localise</u>	<u>A<sub>cal</sub>(</u> <u>cm<sup>2</sup>)</u>	<u>A<sub>min</sub></u> <u>RPA</u> <u>(cm<sup>2</sup>)</u>	<u>A<sub>min</sub></u> <u>BAEL</u> <u>(cm<sup>2</sup>)</u>	<u>A<sub>max</sub></u> <u>(cm<sup>2</sup>)</u>	<u>A<sub>adop</sub></u> <u>(cm<sup>2</sup>)</u>	<u>Barres</u>
<u>Poutre principale</u>	<u>travée</u>	<u>1.4</u>	<u>6.75</u>	<u>1.46</u>	<u>6.75</u>	<u>6.88</u>	<u>3HA14+</u> <u>2HA12</u>

<u>( 30*45 )</u>	<u>appui</u>	<u>2.8</u>	<u>6.75</u>	<u>1.46</u>	<u>6.75</u>	<u>6.88</u>	<u>3HA14+</u> <u>2HA12</u>
<u>Poutres econdaire</u> <u>( 30*40 )</u>	<u>travée</u>	<u>2.9</u>	<u>6</u>	<u>1.3</u>	<u>4.5</u>	<u>6</u>	<u>3HA14+</u> <u>2HA12</u>
	<u>appui</u>	<u>2.9</u>	<u>6</u>	<u>1.3</u>	<u>4.5</u>	<u>6</u>	<u>3HA14+</u> <u>2HA12</u>

Exemple de calcul (Niveaux RDC, ..., 4<sup>ème</sup> étages):

➤ **Poutre principales :**

a) **Entravée:**

Ona:  $M_t = 129.48 \text{ KN.m}$

Section = (45 × 30) ; d = 0,43m ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

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

Donc:  $A' = 0 \Rightarrow$  les armatures comprimées ne sont nécessaires

$$a = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$a = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022})$$

$$a = 0,027$$

$$Z = d (1 - 0,4a) = 43 \times (1 - 0,4 \times 0,027) = 33.63 \text{ cm}$$

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

$$\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_u = \frac{17.78 \times 10^6}{336.3 \times 348} = 1.51 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérifications nécessaires pour les poutres :**

• **Le pourcentage minimal d'armatures :**

✓ **BAEL :**

$$A_{\min} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0,30 \times 0,45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5 % en toute section :

$$A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h.$$

✓ **RPA :**

$$A_{\min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 0,30 \times 0,45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum de saciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A^{\text{BAEL}}_{\min} ; A^{\text{RPA}}_{\min} )$$

$$\longrightarrow A = \max (4.82 ; 1.35 ; 6.75 )$$

**Alors :**

$$A = 6,75 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA14+2HA12=6,88cm<sup>2</sup>**

❖ **Les armatures transversales :**

$$\phi \leq \min \left( \phi ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \quad (\text{art 13.III.3.2 BAEL 91/99; P196})$$

• **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min \left( \phi ; \frac{45}{35} ; \frac{30}{10} \right) = (1.2 ; 1.28 ; 3)$$

**Donc :**

On prend  **$\Phi=8\text{mm}$**   $\rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier).

• **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min \left( \phi ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} \right) = (1.2 ; 1.14 ; 3)$$

**Donc :**

On prend  $\Phi_1=8\text{mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (uncadreet unétrier).

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

(art7.5.2.2 RPA99/2003 ; P66) Selon le RPA 99)

• **Poutres principales :**

- **Zone nodale:**

$$S_t \leq \min (h/4; 12 \times \Phi_1; 30\text{cm})$$

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

$$10 \leq 11.25\text{cm}$$

- **Zone courante:**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

$$15 \leq 22.5\text{cm}$$

• **Poutre secondaire :**

- **Zone nodale:**

$$S_t \leq \min (h/4; 12 \times \Phi_1; 30 \text{ cm})$$

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

$$10 \leq 10\text{cm}$$

- **Zone courante:**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

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

❖ **Vérifications:**

➤ **Vérifications des sections d'armatures transversales:**

$$A^{\min} = 0,003 \times S \times b = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t > A^{\min} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

a) **Vérifications b à L'ELU :**

• **Condition de non fragilité:**

• **Poutre principale :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.56\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.56\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

<u>poutres</u>	<u>Localisation</u>	<u>Mser(</u> <u>KN.m)</u>	<u>Y(cm)</u>	<u>I(cm<sup>4</sup>)</u>	<u>δbc</u>	<u>δs</u>	<u>observation</u>
<u>principale</u>	<u>Appui</u>	<u>-26.63</u>	<u>14.10</u>	<u>128241.98</u>	<u>2.9</u>	<u>90.01</u>	<u>Vérifier</u>
	<u>Travée</u>	<u>13.17</u>	<u>14.10</u>	<u>128241.98</u>	<u>1.4</u>	<u>44.51</u>	<u>Vérifier</u>
<u>secondaire</u>	<u>Appui</u>	<u>-40.96</u>	<u>12.39</u>	<u>87558.71</u>	<u>5.7</u>	<u>179.7</u>	<u>Vérifier</u>
	<u>Travée</u>	<u>24.14</u>	<u>12.39</u>	<u>87558.71</u>	<u>3.4</u>	<u>105.91</u>	<u>Vérifier</u>

- **Poutre secondaire :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

#### VI.4.2-Vérification à L'ELS :

- Position de l'axe neutre ( $A' = 0$ ):

$$Y = \frac{b_0 \times y_1^2}{2} + n \cdot A_s \cdot Y_1 - n(A_s \times d) = 0$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b_0 \times Y_1^3}{2} + n[A_s(d - Y_1)^2]$$

- Contrainte maximale de traction dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{15M_{\text{ser}}}{I} \cdot (d - y)$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6$$

$$f_{cj} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**Tableau VI-5:** Vérification de l'état limité de compression et ouverture de fissure.

### VI.4.3-Justification vis-à-vis du cisaillement (E.L.U)

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

<u>Poutres</u>	<u>Vu(KN)</u>	<u><math>\tau_u</math>(MPa)</u>	<u><math>\bar{\tau}_u</math> (MPa)</u>	<u>Observation</u>
<u>Poutres principale</u>	<u>151.95</u>	<u>0.11</u>	<u>3.33</u>	<u>Verifier</u>
<u>Poutres secondaires</u>	<u>158.21</u>	<u>0.13</u>	<u>3.33</u>	<u>Verifier</u>

**Tableau VI-6: Vérification des contraintes du cisaillement**

❖ **Armatures de répartition :**

- Poutres secondaires :

$$\phi t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi l \right\} \phi t \leq \min \left\{ \frac{400}{35} ; \frac{300}{10} ; 14 \right\}$$

$$\phi t \leq 10 \text{ mm}$$

Donc on prend  $\phi t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- Poutres principales

$$\phi t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi l \right\} \phi t \leq \min \left\{ \frac{450}{35} ; \frac{300}{10} ; 14 \right\}$$

$$\phi t \leq 12.85 \text{ mm}$$

Donc on prend  $\phi t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

- Poutres secondaires :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} \longrightarrow St \leq \min \left\{ \frac{40}{4} ; 12 \times 1.4 \right\}$$

$$St = 10 \text{ cm} \longrightarrow St = 10 \text{ cm en zone nodale.}$$

$$St \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \quad St = 15 \text{ cm en zone courante.}$$

- Poutres principale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} \quad St \leq \min \left\{ \frac{45}{4} ; 12 \times 1.4 \right\}$$

$$St \leq 11.25 \text{ cm} \quad St = 10 \text{ cm en zone nodale.}$$

$$St \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm} \quad St = 15 \text{ cm en zone courante}$$

❖ **Vérification La quantité D'armatures transversales :**

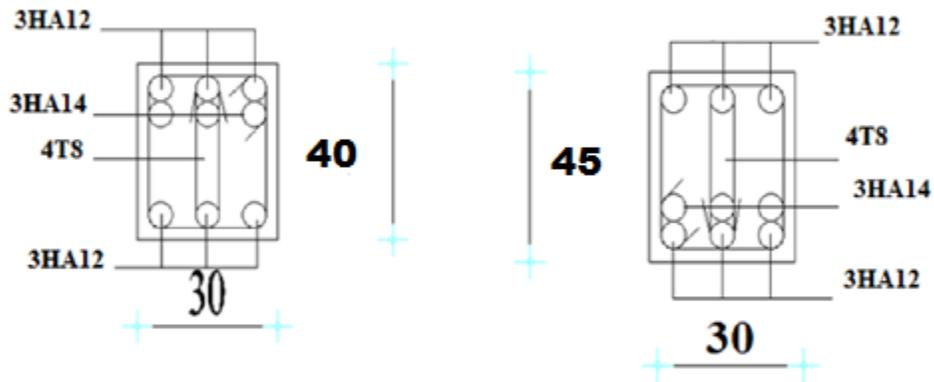
- Poutres secondaires :

$$At = 0.003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- Poutres principales :

$$At = 0.003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

#### VI.4.4-Schémas du ferrailage :



#### VI.5-Etude des voiles :

Selon le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), dans la zone IIa (moyenne sismicité), il est nécessaire d'installer des voiles pour chaque structure en béton armé qui dépasse quatre niveaux ou 14 mètres de hauteur. Les voiles de contreventement sont des éléments verticaux conçus pour supporter à la fois les charges verticales (jusqu'à 20%) et les forces horizontales (jusqu'à 75%) en raison de leur grande rigidité dans leur plan. Ils sont constitués de deux plans, l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie, ce qui nécessite une disposition dans les deux sens (x et y). Un voile fonctionne comme une console encadrée à sa base, et il existe deux types de voiles qui présentent des comportements différents :

- Voiles élancés :  $\frac{h}{l} \geq 1.5$ .
- Voiles courts :  $\frac{h}{l} \leq 1.5$ .

Le renforcement des voiles se fait en utilisant la méthode de flexion composée, en tenant compte des combinaisons de charges les plus défavorables. Ces combinaisons de charges sont introduites dans le logiciel Robot 2019 dans l'ordre suivant :

- 1.35G+1.5Q
- 0.8G±E
- G+Q±E
- 

### VI.5.1-Calcul des sollicitations :

**Tableau VI-7 : les sollicitations de voile**

	Niveau RDC	
Voile	V <sub>x-x</sub>	V <sub>y-y</sub>
L(m)	4.7	3.4
e(m)	0,20	0,20
M (KN.m)	1001.77	102.93
N (KN)	40.36	656.07
V (KN)	192.69	157.93

#### Exemple de calcul de ferrailage et de vérifications :

Nous avons choisissons de calculer un seul voile selon le sens XX au niveau du rez-de-chaussée pour la première proposition. Les autres propositions impliquent également l'utilisation du même type de voile dans les deux sens. Toutes ces informations seront résumées dans un tableau récapitulatif :

- **Armatures verticales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 40.36 \text{KN.m} \\ M_{\max} = 1001.77 \text{KN} \\ V_{\max} = 192.69 \text{KN} \end{array} \right.$$

Avec :

$$h = 3,40 \text{mL} = 2.5 \text{ m}$$

$$b = 0,20 d' = 0,03 d = 0,17 \text{ m}$$

- **Calcul de longueur de flambement :**

$$L_f = 0.8 \times L$$

$$L_f = 0.8 \times 4.7 = 3.76 \text{ m}$$

- **Calcul de l'élanement :**

$$\Lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{L}$$

$$\Lambda = \frac{3.76 \times \sqrt{12}}{4.7} = 2.77$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$E = \frac{M}{N} > \frac{L}{2} \frac{1001.77}{40.36}$$

$$\frac{1001.77}{40.36} > \frac{4.7}{2} = 2.35$$

- ❖ **Vérification de la condition de flambement :**

$$\lambda = \max \left\{ 50 ; \min \left( 67 \times \frac{e_0}{h} ; 100 \right) \right\}$$

$$\lambda = \max \{ 50 ; \min ( 25.61 ; 100 ) \}$$

$$\lambda = 3.76 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement.

### VI.5.3-Calcul de ferrailage :

#### La répartition des contraintes dans la section :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times u$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times u'$$

$$u = u' = \frac{2.5}{2} = 1.25\text{m}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0.65\text{m}^4$$

$$\sigma_{\max} = \frac{40.36}{0.68} + \frac{1001.77}{0.65} \times 1.25 = 1.47\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{40.36}{0.68} - \frac{1001.77}{0.65} \times 1.25 = -3.8\text{MPa}$$

- **Diagramme des contraintes :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{1.47}{1.47+3.8} \times 4.7 = 0.69\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.81\text{m}$$

$$T = \frac{\sigma_{\min} \times b_0}{2} \times L_t$$

$$T = \frac{3.8 \times 0.20}{2} \times 1.81 = 0.68 \text{ daN}$$

$$A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.68}{\frac{400}{1.15}} = 1.95 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon le RPA99version2003 :**

$$A_{rpamin} = 0,20\% \times B = 0,002 \times 20 \times 181 = 7.24\text{cm}^2$$

$$A'_s = \frac{A_s \times L}{L_t} = \frac{1.95 \times 250}{181} = 2.69\text{cm}^2$$

• **Ferraillage minimal :**

-**Selon BAEL91 :**

$$A_s = A'_s = A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s = A'_s = A_{\min} = \max\{6.8 ; 0.41\}$$

$$A_{BAELmin} = 6.8\text{cm}^2$$

Donc on adopte un ferraillage de **(13HA10)** de section **A = 10.21cm<sup>2</sup>**

Selon les recommandations du RPA 99 / version 2003, il existe une limitation concernant l'espacement entre les barres verticales, qui peut être reformulée de la manière suivante :

$$s \leq \min\{1,5a ; 30\} = \min\{30 ; 30\}\text{cm}$$

**Donc :**

$$S \leq 30\text{cm}$$

**Alors on adopte :**

- en zone d'about :  $s = 15 \text{ cm}$ .
- en zone courante :  $s = 19 \text{ cm}$ .

- **Ferraillage horizontal :**

$$A_H = \frac{AV}{3} = \frac{10.21}{3} = 3.40 \text{ cm}^2.$$

On adopte alors un ferraillage **13HA10** de section **10.21cm<sup>2</sup>** Espacement de **19cm**

- **Ferraillage minimal :**

$$A_{rpamin} = 0,20\% \times B = 0,002 \times 20 \times 250 = 10 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 10.21 \text{ cm}^2 > A_{rpamin} = 10 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

- **Ferraillage transversal :**

- Pour la zone d'about, la largeur des cadres sera de **8mm**.
- Pour la zone courante du voile, des épingles de **8mm** seront utilisées.
- Les cadres transversaux seront espacés de **19cm**
- les épingles seront réparties dans l'âme du voile.

- ❖ **Vérification des contraintes de cisaillement (E.L.U) :**

- ✓ **Selon l'RPA99V2003**

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

$$\tau \leq \bar{\tau} = 0,20f_{c28} = 0,20 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{0,9h.b} = \frac{1,4 \times 131000}{0,9 \times 340 \times 20} = 2.99 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots\text{Condition Vérifiée.}$$

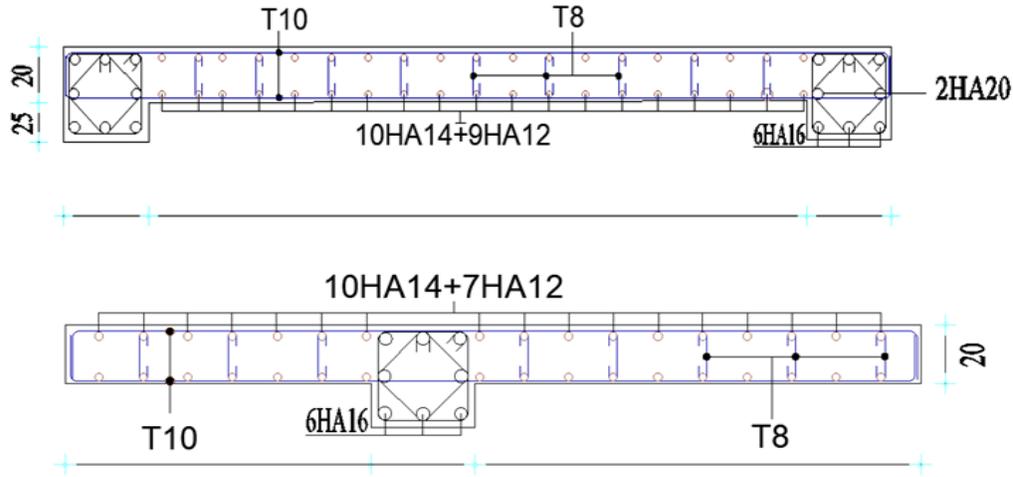
✓ Selon BAEL91 :

Pour les cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right\} = 3.85 \text{ MPa}$$

	Niveau RDC	
Voile	V x-x	V y-y
<b>A<sub>S</sub> calcul cm<sup>2</sup></b>	<b>1.32</b>	<b>3.16</b>
<b>L<sub>T</sub> M</b>	<b>1.37</b>	<b>0.50</b>
<b>A<sub>S</sub>' calcul cm<sup>2</sup></b>	<b>2.98</b>	<b>16.43</b>
<b>A<sub>BAEL</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>7.48</b>	<b>7.48</b>
<b>A<sub>RPA</sub> cm<sup>2</sup></b>	<b>12.48</b>	<b>10.4</b>
<b>A<sub>adop</sub> cm<sup>2</sup></b>	<b>25.57</b>	<b>23.31</b>
<b>Description Des barres</b>	<b>2(10HA14+9HA12)</b>	<b>2(10HA14+7HA12)</b>

## VI.5.4-Schéma de ferrailage :



## Conclusion :

Il est essentiel de souligner que les principaux éléments jouent un rôle crucial dans le maintien de l'équilibre structural en termes de rigidité et de résistance, tout en permettant la transmission efficace des forces jusqu'à la fondation. Afin de garantir la sécurité et la performance de la structure, le renforcement des éléments structuraux doit respecter impérativement les normes du Règlement Parasismique Applicable (RPA 99 version 2003), qui prend en compte à la fois la charge d'exploitation totale et la charge sismique.

# **Chapitre VII :**

# **Calcul des fondations**

## VII-Etude d'infrastructure :

### VII.1- Introduction [6] :

Les fondations, qu'elles soient superficielles ou profondes, font partie intégrante de l'infrastructure. Elles sont conçues pour soutenir la charge de la superstructure et la transmettre au sol de manière à minimiser les tassements différentiels et les déplacements causés par les forces horizontales. En tant que composante essentielle de l'ouvrage, la conception et la réalisation adéquates des fondations sont déterminantes pour assurer la stabilité globale.

Les fondations superficielles consistent en des semelles directement posées sur le sol, tandis que les fondations profondes reposent sur des pieux. Ces deux types de fondations permettent de répondre aux besoins spécifiques de chaque projet et contribuent à assurer la solidité de l'ensemble de l'infrastructure.

### VII.2-Choix de type des fondations :

Le choix du type de fondations est déterminé par les critères suivants :

✓ **La stabilité de la structure :**

Il est essentiel que les fondations choisies assurent la stabilité et la résistance de l'ouvrage, en supportant efficacement les charges appliquées.

✓ **La facilité d'exécution :**

Il est important de sélectionner des fondations qui peuvent être mises en place de manière pratique et efficace, en prenant en compte les contraintes du site et les ressources disponibles.

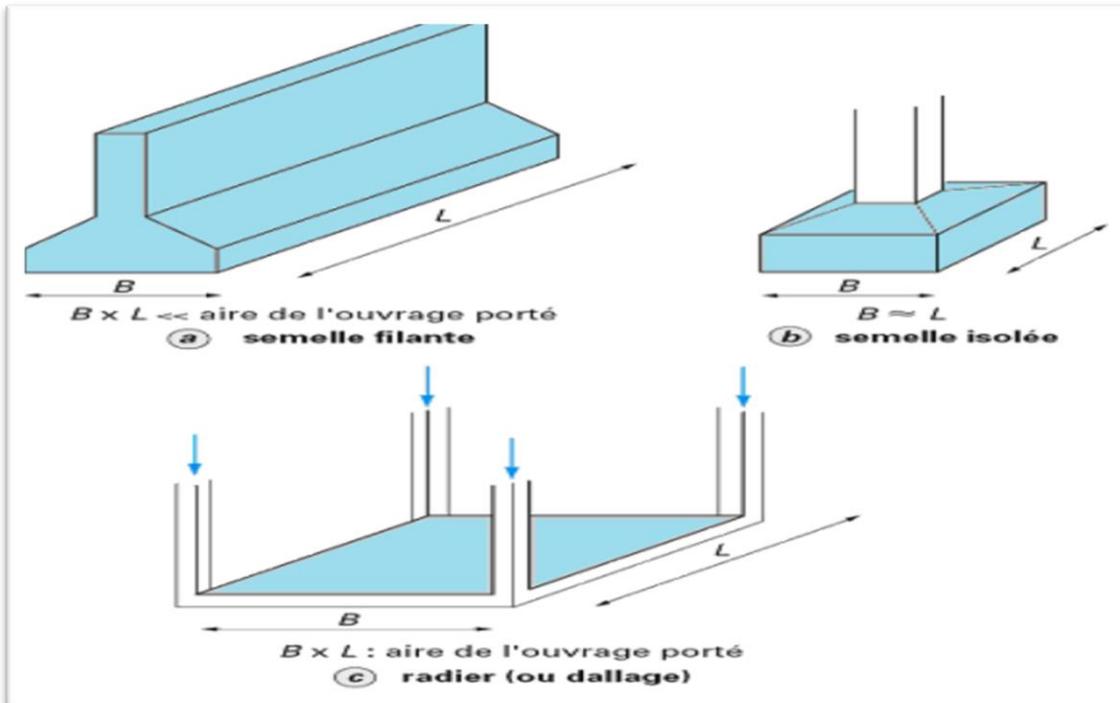
✓ **L'aspect économique :**

Il convient de trouver un équilibre entre les coûts de construction des fondations et les performances requises, en cherchant à optimiser les dépenses tout en garantissant la fiabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2.5 bars, il y a lieu de projeter à priori des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général

• **Figure VII.1. Types de fondations superficielles**



### - Caractéristiques géotechniques du sol :

- La contrainte du sol est :  $\sigma_{\text{sol}} = 2,60 \text{ bars}$

### VII.3-Pré-dimensionnement :

#### a) Semelle isolée sous poteaux : (art 15.IV.1 BAEL91/99 ; P235)

En considérant uniquement les efforts de NS max :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{1300.22}{260} = 5 \text{ m}^2 \quad ; \quad A = B \leq \sqrt{5} = 2.23 \text{ m}$$

$$A=B=2.20 \text{ m}$$

Vérification du taux de la section des semelles par rapport à celle du bâtiment :

$$\frac{\sum S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{174.24}{522.195} = 33.36 \% \leq 50\%$$

Étant donné que la surface occupée par les semelles représente moins de 50 % de la surface du sol de fondation, la décision est prise d'utiliser une semelle isolée sous le poteau et une semelle filante sous le voile. Cela permet de vérifier la proportion entre la section des semelles et celle du bâtiment, tout en assurant une répartition adéquate des charges.

## b) Semelles filantes :

### - Largeur B :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}} \quad B \geq \frac{1784.9}{3.80 \times 2.60} = 1.80$$

On prend : B = 1.80 m

## VII.4-Etude des semelles isolées :

### VII.4.1-Les sollicitations :

	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
E.L.U	1784.93	189,43	230,20
E.L.S	1300.22	137,63	167,25

## Tableau VII-1 : Les Moment et les efforts normaux à E.L.U et E.L.S.

### Exemples de calcul :

Les semelles son pré dimensionnées à l'ELS et ferrillées à L'ELU.

Soit une semelle isolée sous poteau le plus sollicité.

- Pour la semelle carrée étant donné a=b donc S=A<sup>2</sup>

- Pour la semelle rectangulaire on A/B = a/b donc d'où  $A = \frac{a}{b} \times B$

## VII.4.2-Vérification de la contrainte de sol :

D'après le **BAEL 91**, on a :

$$e_x = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{137.63}{1300.22} = 0.105 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad e_x = 0.105 \leq \frac{A}{6} = \frac{1.80}{6} = 0.30 \text{ m} \dots\dots CV$$

$$e_y = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{167.25}{1300.22} = 0.12 \text{ m} \quad e_y = 0.12 \leq \frac{A}{6} = \frac{1.80}{6} = 0.30 \text{ m} \dots\dots CV$$

D'après le **RPA 99 version 2003**, on a

$$e_x = 0.105 \leq \frac{A}{4} = \frac{1.80}{4} = 0.45 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$e_y = 0.12 \leq \frac{A}{4} = \frac{1.80}{4} = 0.45 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

## VII.4.3-Condition de rigidité :(art 15.II.2 BAEL91/99 ; P227)

Pour satisfaire la condition de la rigidité de la semelle, la hauteur de cette dernière doit être:

$$h_t = d + d'$$

**Avec :**

$d'$  : enrobage des armatures :  $d' = 5 \text{ cm}$ .

$d$  : hauteur utile qui doit vérifier la condition suivante

$$d \geq \left\{ \frac{A-a}{4} = \frac{2.20-0.40}{4} = 0.45 \text{ m} \right\} d = 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow$$

$$\text{Hauteur : } d + 5 \text{ cm} = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h_t = 50 \text{ cm}$$

## VII.4.4-Condition de poinçonnement :

### a) Formule empirique :

La contrainte du sol est inférieure ou égale à 2,6 bars on doit vérifier que :

$$d' \geq 1.44 \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}} = 1.44 \sqrt{\frac{1300.22}{14.17}} = 9.40 \text{ cm} \quad \longrightarrow$$

$$d = 45 \text{ cm} > d' = 12 \text{ cm}$$

### b) Calcul des contraintes : (art 15.VII.2 BAEL91/99 ; P249)

$e \leq B/6$  dans ce cas, la contrainte au sol est totalement en compression et son diagramme est un diagramme trapézoïdal.

$$\sigma_{\max} = \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right) \times \frac{N_u}{A \times B}$$

$$\sigma_{\min} = \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A}\right) \times \frac{N_u}{A \times B}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

**Tableau VII-2 : Résultats des contraintes.**

	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{moy}}$ (KN/m <sup>2</sup> )
Sens XX	334.06	280.74	320.73
Sens YY	326.77	288.03	317.08

## VII.4.5-Ferrailage des semelles isolées :

- Poids propre de la semelle :

$$0.5 \times 1.8^2 \times 25 = 40.5 \text{ KN}$$

$$N_s = 1300.22 + 40.5 = 1340.72 \text{ KN}$$

$$N_u = 1784.93 + 40.5 = 1825.5 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_1(B-b)}{8.d.\sigma_s} \quad (\text{Art 15.VII.4.2 BAEL91/99; P251})$$

$$N_1 = N \times \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (\text{Art 15.VII.3.1 BAEL91/99; P250})$$

### Tableau VI-3 : Ferrailage de la semelle isolée.

	$N_1$ (KN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )
Sens XX	2454.54	9.64	14HA10= 11.00
Sens YY	2862.31	9.46	14HA10= 11.00

- **Calcul de la hauteur libre h' :**

(Avec cochets)  $h' \geq 12 \phi + 6 \text{ cm}$  (art 15.III.1.2 BAEL91/99 ; P230)

$$h' = 18 \text{ cm} \quad \implies \quad h' = 20 \text{ cm}$$

- **Calcul l'espacement : z**

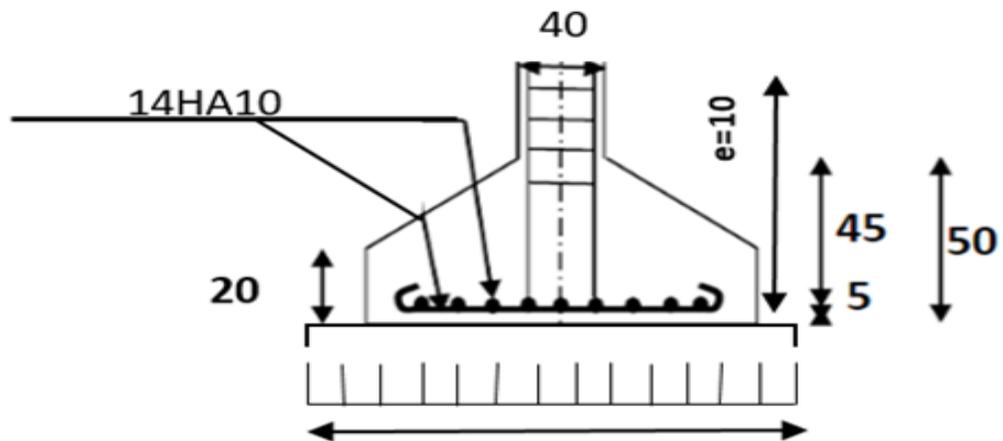
$$S_{tx} = \frac{180-10}{14} = 12.14 \text{ cm} \quad \implies \quad S_{tx} = 15 \text{ cm}$$

$$S_{ty} = \frac{180-10}{14} = 12.14 \text{ cm} \quad \implies \quad S_{ty} = 15 \text{ cm}$$

➤ **Remarque :**

L'espacement sous le poteau  $e = 10 \text{ cm}$

## VII.4.6-Schéma de Ferrailage :



**Figure VII.2** : ferrailage d'une semelle isolée.

## VII.5-Semelles filantes :

### VII.5.1-Etape de calcul :

La hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4} + d' \right\}$$

Avec :

$d'$ : enrobage des armatures :  $d' = 5$  cm.

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{1.80-0.40}{4} + 0.05 \right\} h_t \geq 0.4$$

On adopte:  $h_t = 50$  cm ;  $d = 45$  cm

- la hauteur ( $h_p$ ) :  $h_p \geq \frac{h_t}{3} = \frac{50}{3} = 16.66$

On adopte :  $h_p = 20$  cm

### VII.5.2-Vérification au non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_u \cdot h \cdot \frac{F_c}{\gamma_b}$$

Le calcul sera fait pour le poteau le plus sollicité :

$$a' = a + h = 0.40 + 0.50 = 0.90 \text{ m}$$

$$b' = b + h = 0.30 + 0.50 = 0.80 \text{ m}$$

$$\mu_u = 2 (a' + b') = 3.4 \text{ m}$$

$$N_u = 1784.93 \leq 0.045 \times 38 \times 50 \times \frac{25}{1.5} = 14250 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures résistant au poinçonnement ne sont pas nécessaires.

### VII.5.3-Ferrailage des semelles filantes :

Le calcul du reste des semelles sera récapitulé dans un tableau :

$$N_u = \max (N_v ; N_p)$$

$$A_s = \frac{N_u \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1784.93 (1.3 - 0.30)}{8 \times 0.45 \times 348} = 9.91 \text{ cm}^2$$

Soit **10HA14** de section  $A_s = 14.2 \text{ cm}^2$

L'espaceur :

$$E_{sp} = 100 \times \frac{10HA14}{10.78} = 14.28 \rightarrow E_{sp} = 15 \text{ cm}$$

- **Ferrailage de répartition** : (art. VII.4.1 BAEL91/99; P251)

$$A_r = \frac{10.78}{4} = 2.69 \text{ cm}^2$$

On adopte: **6 HA10** de section  $A_r = 4.71 \text{ cm}^2$

- **Calcul de l'espaceur des cadres** : (art.10.1.1 RPA99/2003 ; P94)

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15\phi) = \min (20 \text{ cm} ; 21 \text{ cm}) \quad \text{Donc on prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes :

**Tableau VII-4 : récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.**

Semelle	L (m)	B (m)	H (m)	$N_u$ (KN)	$A_c$ As calc ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ Adopté ( $\text{cm}^2$ )	Désignation	$A_r$ ( $\text{cm}^2$ )	Désignation
S.F.1	4.8	1.30	50	1784.93	14.2	14.2	<b>10HA14</b>	4.71	<b>6 HA10</b>
S.F.2	3.05	1.30	50	1300.77	10.3	10.78	<b>8HA14</b>	4.71	<b>6 HA10</b>

## VII.6-Etude de la poutre de libage

- **Moment fléchissant :**

- **Sur appuis :**

$$M_a = 65,39 \text{KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_t = 74,06 \text{KN.m}$$

- ❖ **Calcul du ferrailage :**

- **Armatures inférieures :**

$$M_a = 65,39 \text{KN.m}$$

Le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

**Tableau VII-5 : ferrailage inférieur de la poutre de libage**

Ma max (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha_u$	$Z_u$	$A_{st} \text{cm}^2$
65,39	0.106	0.140	0.358	5.24

On adopte un ferrailage **6HA14** de section  $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$

- **Armatures supérieures :**

Le calcul se fait aussi en flexion simple d'une poutre renversée en prenant le moment supérieur maximal.

$$M_t = 78.97 \text{KN.m}$$

Le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

**Tableau VII-6 : ferrillages supérieurs de la poutre de libage.**

Mt max (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha_u$	$Z_u$	$A_{st} \text{cm}^2$
74,06	0.120	0.160	0.355	5.99

On adopte un ferrailage **6HA14** de section  $A_s=9.24 \text{ cm}^2$

- **Armature de répartition :**

- **Espacement minimal :**

$$\min\left\{\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right\} = \min(22.5; 24) = 22.5\text{cm}$$

En dehors de la zone nodale :

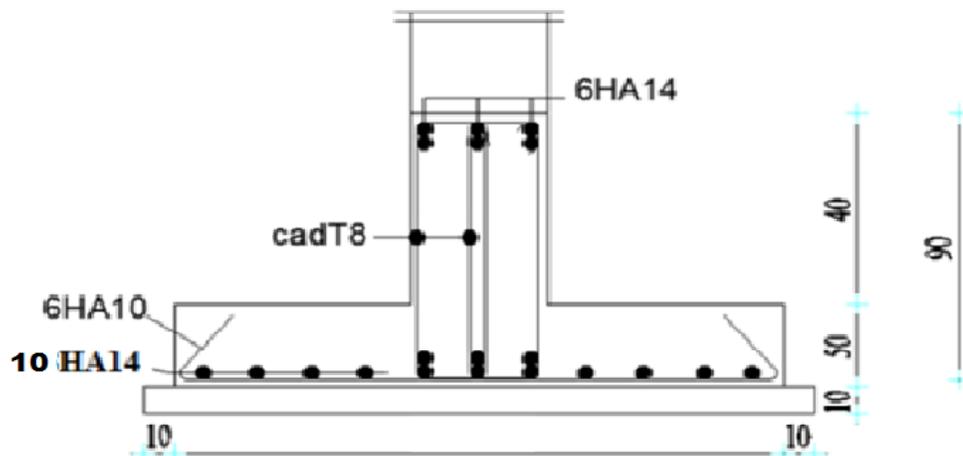
$$S_t \leq \frac{h}{2} S_t \leq 45$$

$$S_t = 15$$

Alors:

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 2.025 \text{ cm}^2 \phi_t = 8\text{mm [RPA 99 version 2003]}$$

## VII.7-Schématisation du ferrailage :



## Figure VII.3 : ferrailage des semelles filantes SF1.SF2.

### VII.8-Les longrines :

Les longrines sont des poutres qui relient les éléments structuraux au niveau de l'infrastructure. Leur calcul est effectué en considérant qu'elles sont soumises à un moment provenant de la base du poteau et à un effort de traction représenté par  $\langle F \rangle$ . Ainsi, les longrines sont dimensionnées en fonction de ces charges pour assurer leur résistance et leur capacité à supporter les contraintes auxquelles elles sont soumises.

#### ❖ Dimensionnement de la longrine :

Selon (art.10-1-1) [RPA], les dimensions minimales de la section transversale des origines sont :

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

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de (25 × 30) cm<sup>2</sup>

#### • Ferrailage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

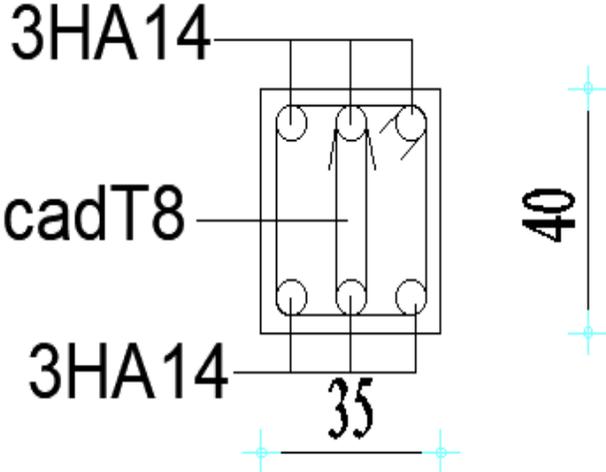
$$A=0,6 \% \times b \times h \Rightarrow A=0,006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Le choix : **6HA12(A =6.79cm<sup>2</sup> )**

#### • Armatures transversales :

On prend :**4 φ 6 (A= 1.13cm<sup>2</sup> )**

**Figure VII.4 : ferrailage de la longrine.**



## **Conclusion :**

Il existe différentes techniques pour calculer les fondation des bâtiments, et le choix doit être fait en tenant compte à la fois des aspects techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes options disponibles). Il est important de prendre en considération ces facteurs pour sélectionner la solution de fondation la plus appropriée et optimal pour chaque projet .

# Conclusion générale

Ce projet a représenté notre première véritable épreuve avant notre entrée dans la vie active, et il nous a permis d'approfondir notre compréhension des problèmes de conception et d'étudier les ouvrages en béton armé.

Nous avons pris conscience du développement considérable du génie civil à tous les niveaux, notamment dans le domaine des technologies de l'information, telles que les logiciels de calcul. Parmi ceux-ci, nous avons notamment utilisé AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2018, avec lequel nous avons acquis des compétences pratiques tout au long de la mise en œuvre de ce projet. Nous nous sommes également familiarisés avec les réglementations qui régissent les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment grâce à la consultation de diverses références bibliographiques.

Ce projet a été réalisé en se basant sur trois critères fondamentaux : la résistance des éléments porteurs du bâtiment, la stabilité de sa structure face à diverses menaces afin de garantir la sécurité et le confort des utilisateurs, ainsi que les contraintes économiques.

Les constatations suivantes ont été faites :

- Renforts : Il a été remarqué que de nombreux éléments structuraux présentent un renforcement insuffisant, comme le suggère le RPA99 v 2003.
- Excès d'armatures : Nous avons été contraints d'augmenter la section de béton sans nous référer aux dimensions précédentes.

Il est crucial de prendre en compte la quantité de voiles , car cela joue un rôle déterminant dans son comportement en cas de séisme.

Le ferrailage des voiles a été réalisé en utilisant une méthode simplifiée basée sur les contraintes.

En fin de compte, nous espérons que cette humble contribution bénéficiera à notre département et sera utilisée dans les futures améliorations et mises à jour.

# Bibliographie

## + REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- RèglesdeConceptionetdeCalculdesStructuresenBétonArméCBA93
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux EtatsLimitesBAEL91
- Chargespermanentesetchargesd'exploitationD.T.R-B.C2.2

## + LIVRES

- Calcul de souches en béton armé ;M.BELAZOUGUE
- Conception etcalculdesstructures debâtiment ;H.THONIER
- Béton armé- Guide de calcul ;JacquesL'Amirauté, HenriRenaud.
- Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment, Gros œuvre ; Edition 2003 ;Auteur(s): Henri Renaud

## + LESMEMOIRE

- Etude d'un bâtiment (R+5) a usage d'habitation avec contreventement Mixte(portique+voile).
- Etude d'un bâtiment (R+5) de forme irrégulière à usage multiple contreventement
- Etude d'un bâtiment(R+5) à usage d'habitation contreventement Mixte(portique+voile) ;**BBA**.

## **LOGICIELS**

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2019 et 2010.
- WORD 2010