

République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et  
d'Hydraulique Référence :...../ 2025

جامعة محمد خيضر - بسكرة  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية والري  
المرجع: 2025 /.....



## Mémoire de Master

Spécialité : GENIE CIVIL

Option : STRUCTURE

Thème :

Etude D'un Bâtiment à Usage D'habitation (R+10)  
Contreventement ( mixte ) Implante à Constantine

Etudiant :

- Saadi Djaouida

Encadreur :

- DR. BOUACIDA LINDA

Année universitaire :2024-2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## **Remerciement**

Je remercie avant tout le Dieu de m'avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Je remercie également ma famille pour les sacrifices qu'elle a faits pour que je termine mes études.

Au terme de mon travail, je tiens à remercier très sincèrement mon encadreur Madame **Dr. BOUACIDA LINDA** pour tous les conseils, supports et l'aide qui m'a apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais impartis.

Je remercie également le président et les membres du Jury qui m'ont fait l'honneur d'accepter de jurer mon mémoire.

## Résumé

Ce projet constitue une étude détaillée d'un immeuble d'habitation composé d'un rez-de-chaussée et de Dix étages, implanté dans la wilaya de Constantine , classée comme **zone de sismicité élever (zone 5)**. Selon le RPA version 2024.

L'étude est structurée autour de quatre volets principaux :

- **La première partie** présente une description générale du projet, incluant une définition de l'ouvrage, la présentation architecturale du bâtiment, ainsi que le prédimensionnement des éléments porteurs et le calcul des charges.
- **La deuxième partie** est consacrée à l'étude des éléments secondaires de la structure tels que les escaliers, les poutrelles, les gaines techniques, etc.
- **La troisième partie** concerne l'analyse dynamique du bâtiment à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysais 2014**, permettant d'obtenir les sollicitations nécessaires au dimensionnement et à l'armature des éléments structuraux.
- **Enfin, la dernière partie** traite de l'étude des éléments porteurs principaux (poteaux, poutres, fondations), selon les règles de calcul et de vérification du béton armé, notamment **BAEL91 modifié 99** et **RPA version 2024**.

## المخلص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة سكنية مكونة من طابق أرضي وعشرة طوابق علوية، تقع بولاية قسنطينة منطقة زلزالية عالية المنطقة (05)، حسب النسخة 2024 من RPA

تتضمن هذه الدراسة أربعة محاور رئيسية وهي:

المحور الأول: تقديم عام للمشروع يتضمن التعريف بالبنائية من الناحية المعمارية، وتحديد الأبعاد الأولية للعناصر الإنشائية، مع حساب الحمولات لكل عنصر

المحور الثاني: دراسة الأجزاء الثانوية للمبنى مثل السلالم، الحزم، وغيرها

المحور الثالث: الدراسة الديناميكية للبنائية بواسطة برنامج روبات 2014 الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبنائية.

أما المحور الأخير : يشمل دراسة الأجزاء المقاومة للبنائية (الأعمدة، العارضات، والأساسات) اعتمادا على القواعد للحساب و التحقق من الخرسانة المسلحة M.99

RPA 2024 –BAEL 91



# Sommaire

## Chapitre I

### Chapitre 1 PREDIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX.3

#### 1-Présentation de l'ouvrage .....3

##### 1.1. Introduction:.....3

##### 1.2. Caractéristiques géométriques .....3

##### 1.3. Données du site :.....3

##### 1.4. Conception de la structure.....3

#### 2. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....3

##### 2.1. Le Béton.....3

##### 2) Caractéristiques mécaniques du béton .....4

##### 1.2.3. L'Acier: BAEL91 (Article A.2.2) .....8

##### 1.2.4. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites.....10

##### 1.3. Les règles et les normes de calcul .....11

## **Chapitre II. ....12**

### Chapitre II PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE .....13

#### II-1 Pré dimensionnement.....13

##### II-1-1 Introduction.....13

##### II.1.2. Poutres.....13

##### II.1.2.1. Les poutres principales.....13

##### II.1.2.2. Les chaînages .....14

##### II.1.3. Les poteaux .....15

##### II.1.4. Planchers (Corps creux) .....16

##### II.1.4.1. L'Épaisseur du plancher .....16

##### II.1.4.2. Poutrelles .....17

##### II.1.5. L'escalier .....19

##### II.1.6.2. Calcul du dimensionnement (g, h).....19

II.1.6. L'acrotère .....	21
II.1.7. Les voiles.....	22
II.2. La descente des charges .....	23
II.2. 1. Introduction.....	23
II.2.2. Plancher Terrasse Inaccessible: DTR B.C.2.2.....	23
II.2.3. Plancher étage Courant:.....	24
II.2.4. Murs:.....	25
II.2.4.1. Murs extérieurs en maçonnerie.....	25
II.2.4.2. Murs intérieurs en maçonnerie.....	25
II.2.5. L'acrotère.....	26
II.2.6. Les escaliers.....	26
II.2.6.1. Volées.....	26
II.2.6.2. Palier.....	27
II.2.3. Descente des charges sur les poteaux .....	27
II.2.3.1. Loi de dégression.....	27
II.2.3.2. Descente des charges sur le poteau de rive (B <sub>3</sub> ).....	27
II.2.4. Vérification des conditions du RPA 2024.....	31
II.2.4.1 Vérification de l'effort normal.....	31
II.2.4.2 Vérification de la section de poteau C.B.A.93 (B.8.4.1) .....	31
Conclusion :.....	33
Chapitre III Etude des éléments secondaires.....	34
III.1. INTRODUCTION.....	35
III.2. ACROTERE .....	35
III.2.1. Evaluation des charges.....	36
III.2.2. Calcul des sollicitations.....	37
III.2.3. Combinaison d'action.....	37
III.2.4 Calcul de ferrailage .....	38

III.2.4.1 Armatures longitudinales .....	38
III.2.5. Vérification.....	40
III.2.6. Vérification de l'effort tranchant.....	41
III.2.7. Armatures de répartition.....	41
III.2.8 Présentation du ferrailage .....	41
III.3.Les escaliers .....	42
III.3.1 : Introduction.....	42
III.3.2. Les charges appliquées.....	42
III.3.3. Combinaison d'actions .....	42
III.3.4.La charge équivalente.....	43
III.3.5 Calcule de ferrailage l'ELU.....	43
III.3.6. Vérifications :.....	45
III.3.7. Armatures de répartition .....	46
III.3.8. Espacement des armatures.....	46
III..3.9. Vérification de l'effort tranchant CBA93 article (A.5.1.1).....	47
III..3.10. VERIFICATION LA FLACHEBAEL91 (artB.6.5, 1).....	47
III.4.La poutre palière .....	51
III.4.1.Pré dimensionnement .....	51
III.4.2.Evaluation des charges .....	53
III.4.3.Calcul de la poutre en flexion.....	53
III.4.4.Calcul du ferrailage a l'ELU .....	54
III.4.5.Vérification.....	55
III.4.6.Calcul de la poutre palière à la torsion .....	57
III.4.7.Calcul de la flèche .....	59

III.4.8.Les armatures totales .....	60
III.4.9.Dessin de ferrailage de la poutre palière .....	60
<b>Chapitre IV</b> Etude des plancher .....	61
IV.1.Introduction.....	62
IV.2. Type des poutrelles.....	62
IV.3. Méthode de calcul .....	62
IV.3.1Détermination sollicitations .....	62
IV.3.1.Etude terrasse inaccessible.....	64
IV.3.3.Etude terrasse accessible.....	80
IV.4.Calcul du Ferrailage .....	86
IV. 4.1. Plancher Terrasse.....	8
6	
<b>IV. 4. 2. Plancher Étage Courant</b> .....	88
IV. 4.3. Vérification de l'effort tranchant.....	89
IV. 4.4. Escapement St.....	89
IV. 4.5. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	89
IV. 4.6. La dalle mince (Table de compression).....	90
IV. 4.7. Vérification de la flèche.....	90
<b>Chapitre V</b> Etude Sismique .....	92
V.1.Introduction :.....	93
V.2. Objectif de l'étude dynamique : .....	93
V.2. Méthode de calcul : RPA2024 (Art. 4.1.1) .....	93
V.2.1 Méthode statique équivalente : .....	93

V.2.1.1 Définition :	93
V.3. La méthode d'analyse modale spectrale :	94
V.3.1 Principe :	94
V.3.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	94
V.3.3. Méthodes dynamiques	95
V.3.3.1 Spectre de réponse élastique horizonta.....	95
V.2.2. Classification de l'ouvrage selon les RPA2024	95
V.2.3.3 Modélisation :	96
V.2.3.4. Vérification ART 4.3.3 RPA 2024:	102
V.4.Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	103
V.5. Calcul du poids sismique total du batimeny (RPA2024 ART .423 )	105
V.6. Vérification de l'effort tranchant à la base	106
V.7. Calcul du moment stabilisant:	107
V.8. Calcul du moment de renversement:	107
V.9.: Tableau récapitulatif :	108
V.10.: Justification vis-à-vis de l'effet P-A : RPA 2024 Article 5.9.....	108
V.11. Vérification de l'effort normal Reduit dans la poteaux (ARTICLE 7 .4.3.1 rpa2024 version1.1) :	111
V.12. Vérification de l'effort normal Reduit dans la Voile (ARTICLE 7 .4.3.1 rpa2024 version1.1) :	112
V.13. Etude thermique : :	112
V.14. Conclusion	115
V.15. Les dimensions finales des éléments principales:	115
Chapitre VI Etude de éléments structuraux	113
VI. Définitions :	114

VI.1 éléments structuraux :	114
VI.2 Ferrailage des portiques VI.2.1 Combinaisons d'actions :	114
VI.3.Evaluation des moments pour les différents types des poutres :	115
VI.4.Calcul de ferrailage	116
VI.5.Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne ..	119
VI.6.Calcul de l'espacement des armatures transversales	120
VI.7.Vérification de l'armature transversale minimale RPA2024 ART 7.5.2:.....	121
VI.8. justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes BAEL91 Article A.5	122
VI.9.Sollicitation de calcul	123
VI.10.Calcul des armatures longitudinales en flexion simple	124
VI.11.Choix des armatures.....	124
VI.12.Calcul des armatures transversales:	124
VI.13.Vérification de l'armature transversale minimale RPA2024 ART 7.5.2.....	125
VI.14.Ferrailage des poutre : :	127
VI.15.Ferrailage des poteaux:	127
VI.16.Vérification de l'effort normal réduit	129
VI.17.Résultat du calcul.....	130
VI.18.L'espacement maximal	132
VI.19.Ferrailage de poteaux :	133
VI 20. Etude des voiles	135
VI.21. Ferrailage	135
VI.22. Dimensionnement Des Voiles	137
VI.23EVALUATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT DANS LES VOILES.....	138
VI.24EVALUATION DES DIAGRAMMES DES MOMENTS DE CALCUL (FERRAILAGE)	138
VI.25.EVALUATION DE LA HAUTEUR (HCR) DE LA ZONE CRITIQUE DU VOILE.....	138

VI.26. ENVELOPPE DU DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT:	139
VI.27. FERRAILLAGES DU VOILE EN FLEXION COMPOSEE ET CALCUL DU MOMENT RESISTANT	140
VI.28. FERRAILLAGE DE L'AME	140
VI.29. Acier Horizontal	141
VI.30. Ferrailages des Éléments de Rives	141
VI.31. Justification de la condition de la ductilité locale	142
VI.32. Coefficient d'efficacité du confinement $\alpha$	144
VI.33. Calcul de Section en Flexion Composée	148
VI.34. Résultats	149
VI.35. Analyse par Cas	149
VI.36. Combinaison de calcul	149
VI.37. Sollicitation de calcul	135
VI.38. Vérification des contraintes de cisaillement RPA99 V2024 Art 7.7.2	151
VI.39. Choix des armatures verticales	152
VI.40. Armatures réparties	152
VI.41. CONCLUSIONS	153
<b>Chapitre VII Etude de vent</b>	154
VII .1. Introduction	154
VII.2. Application du R N V 99	154
VII.2.1. Choix du sens du vent : (chap. 02 - § 1.1.1 : RNV99)	154
VII.2.2. Coefficient dynamique de la construction $C_d$	155
VII.2.3. Détermination des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ V.1	155
VII.2 .4. Evaluation de la pression intérieure ( $C_{pi}$ ) (sens x-x V1): (chap. 05-§2.2.2 NV99)	158
VII.2.6. Calcul Force de frottement (sens x-x V1)	164
VII .2.7. Détermination de la force résultante R (sens x-x V1)	165

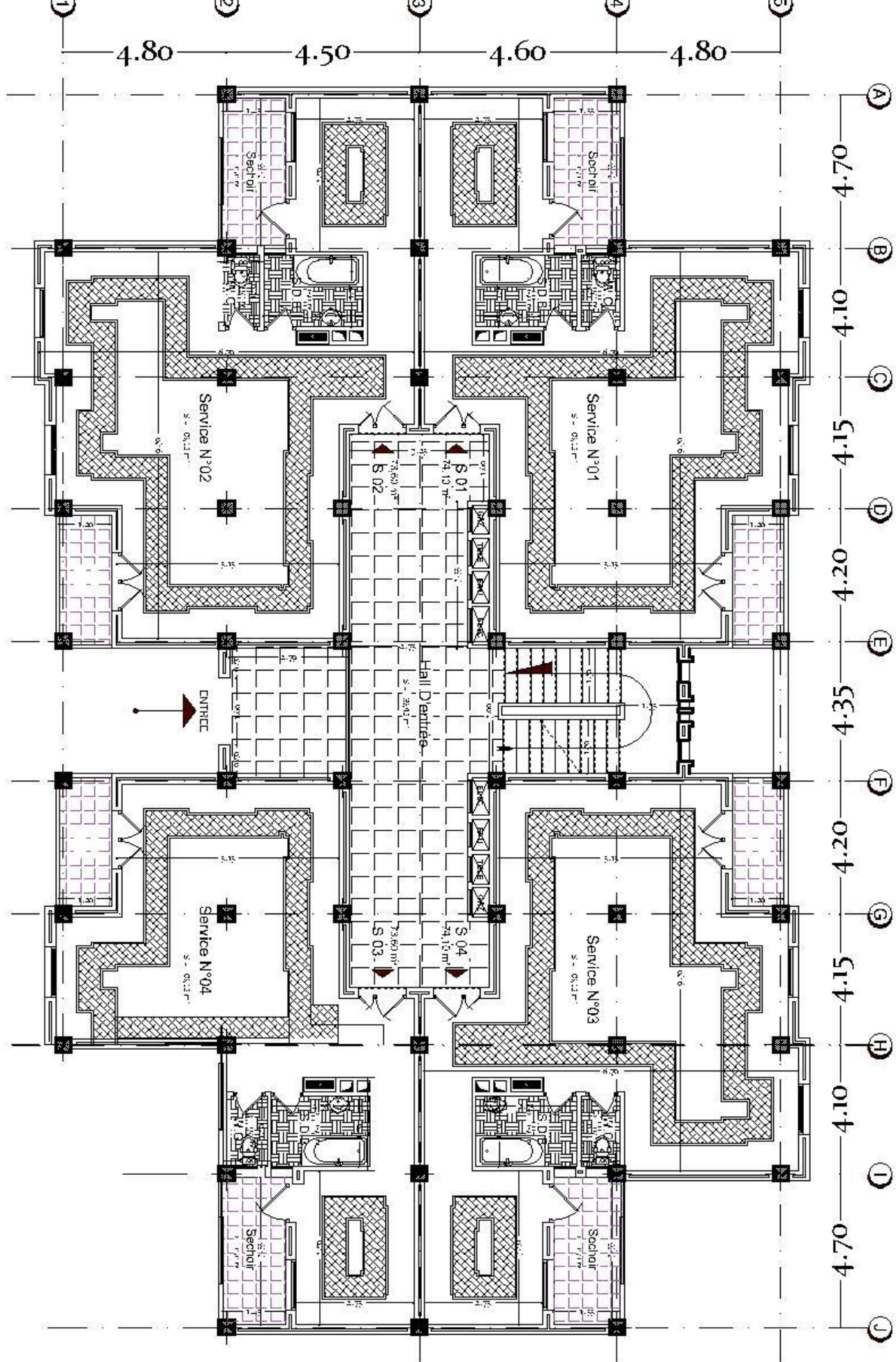
VII.2.8.Détermination des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ (SENSy) .....	168
VII.2.9.Evaluation de la pression intérieure ( $C_{pi}$ ) (SENSy-yV2) : (chap. 05-§2.2.2 : RNV99) .....	169
VII.2.10.Evaluation de la pression due vent ( $q$ ) (SENSy-yV2).....	169
VII.2.11.Calcul Force de frottement (SENSy-yV2).....	174
VII.2.12:Détermination de la force résultante $R$ (sens y-yV2).....	174
<b>Chapitre VIII...Etude de fondation</b> .....	179
VIII .1.Introduction.....	179
VIII.2. Classification des fondations .....	179
VIII.3.Combinaisons de calcul des fondations.....	180
VIII.4.Conclusion.....	181
VIII.5 .Étude du radier .....	181
VIII.6.Pré dimensionnement du radier .....	182
VIII.6.1.Condition forfaitaire.....	182
VIII.6.2 .Condition de rigidité .....	182
VIII.7. Vérification de non poinçonnement.....	183
VIII.8. Détermination des sollicitations .....	183
VIII.09.Ferraillage du radier .....	184
VIII.10.Calcul du ferraillage.....	186
VIII.11.Vérification à l'état limite service (ELS).....	187
VIII.12. Conclusion .....	187
VIII.13.Feraiage.....	188

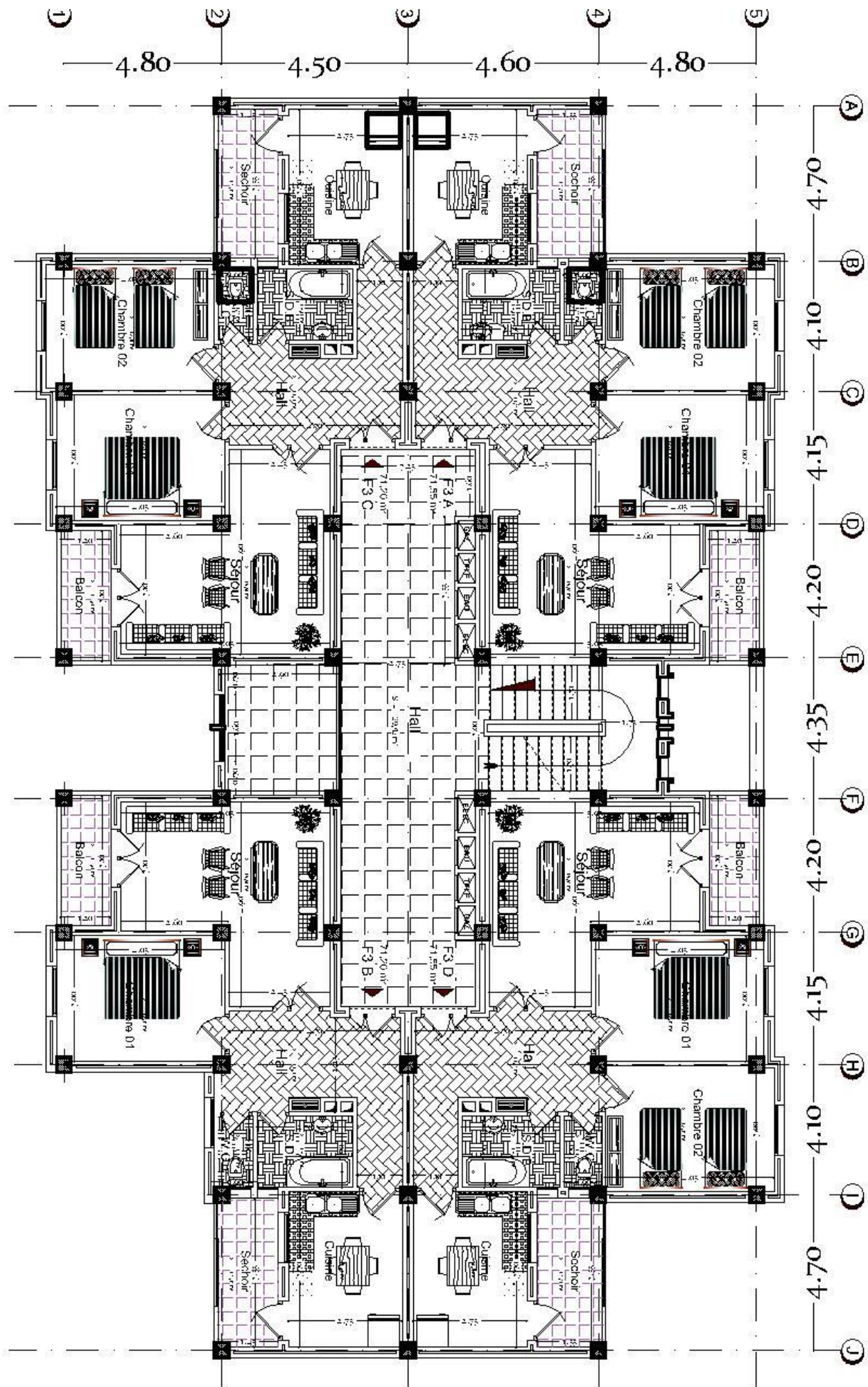


VIII.13.1.Feraiage sur en travée.....	188
VIII.13.2.Feraiage sur Appuis.....	188

# **Les plans**

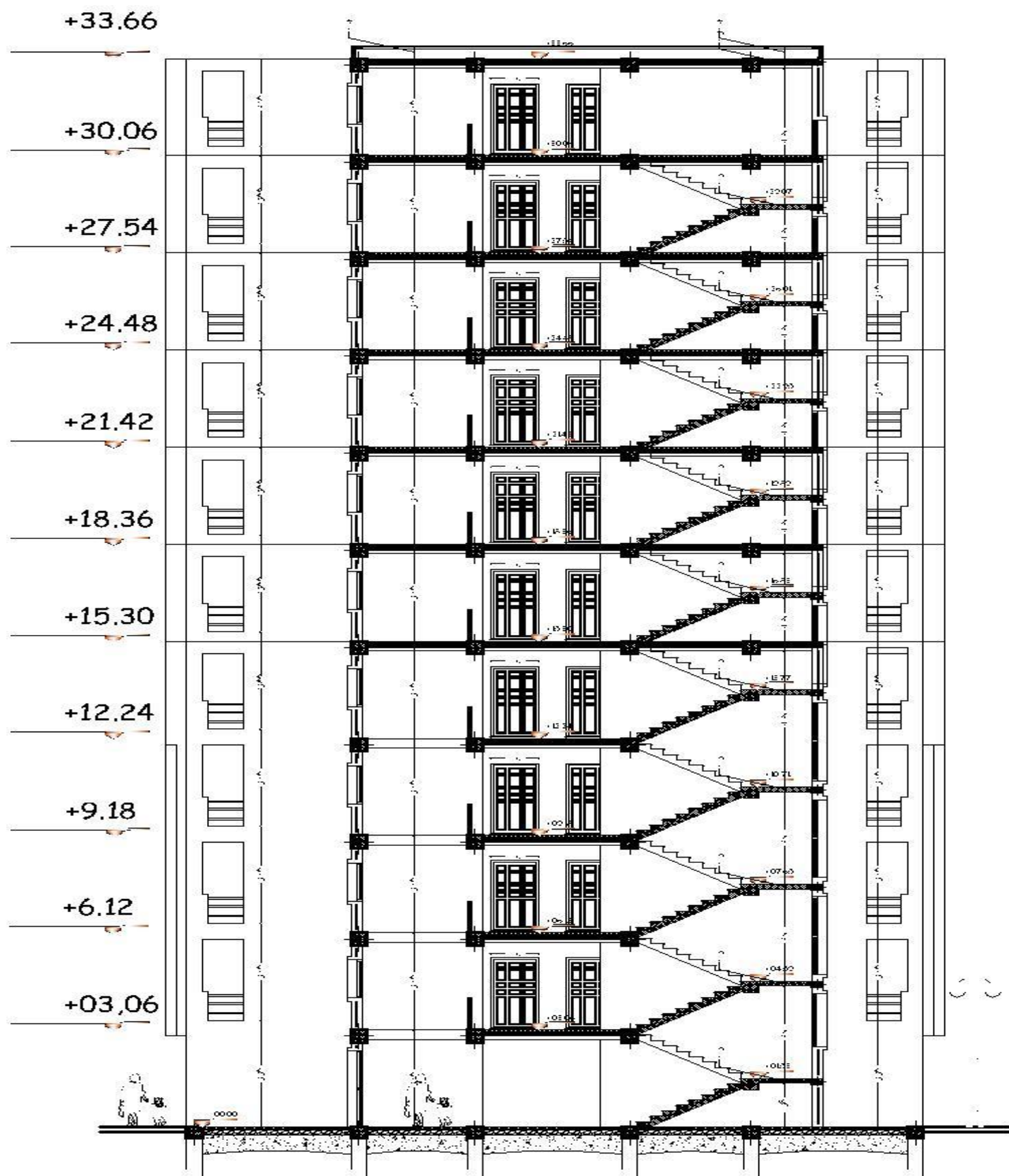
# Plan RDC échelle 1/50



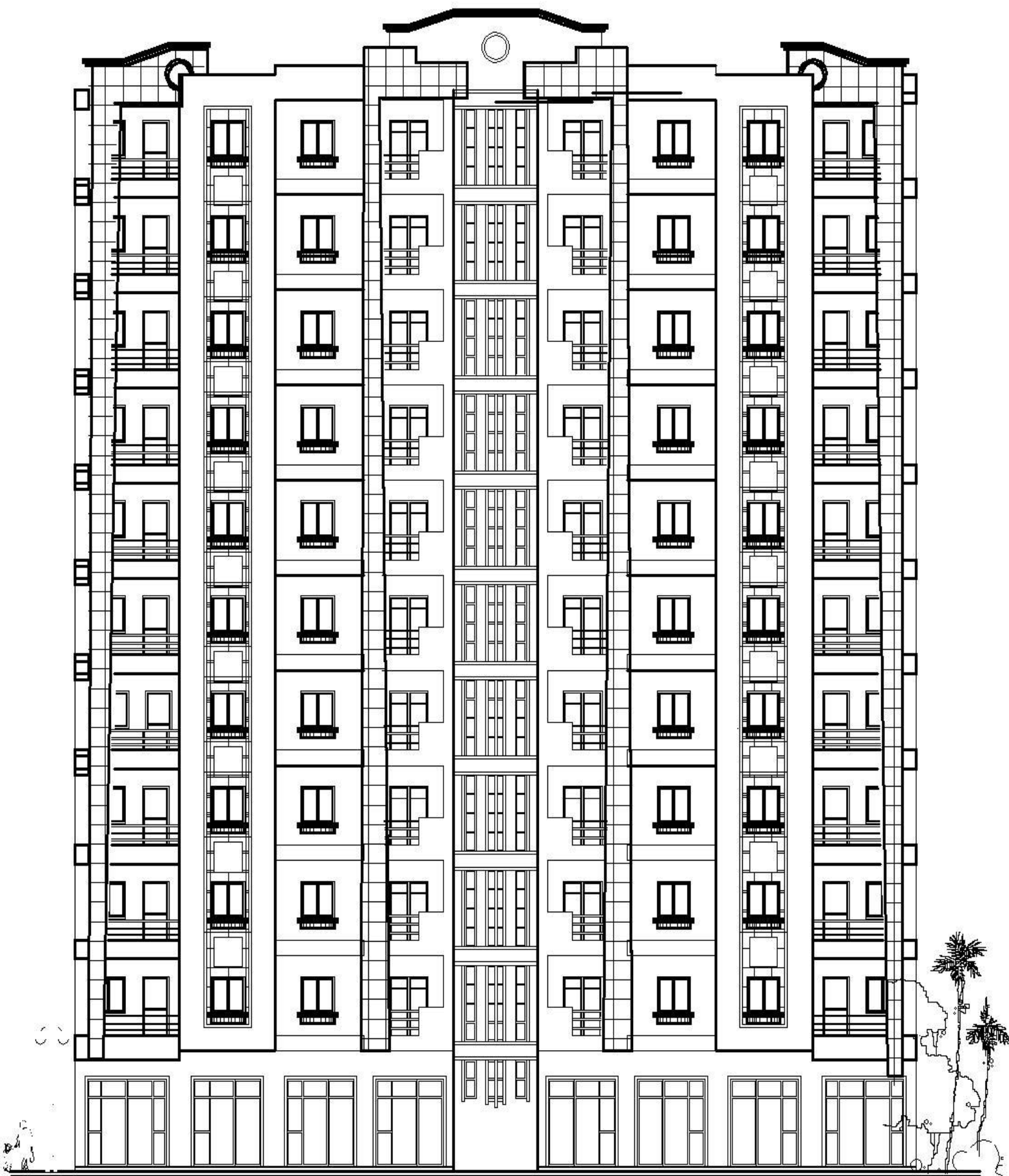


*Plan Etage Courant Echelle 1/50*





**Сечение А-А** *сеченіе 1/50*



*Façade Arrière échelle 1/50*

# **Chapitre I**

**Présentation de l'ouvrage  
et caractéristiques des matériaux**

### Chapitre I

#### 1 - Présentation de l'ouvrage :

##### 1.1. Introduction :

Ce projet consiste à étudier et modéliser un bâtiment(R+10) à usage grand importons groupe 2 sera implanté dans la région de la Wilaya de Constantine est classée en Zone V élevée sismicité selon

Le Règlement Parasismique Algérien (**R.P. A 2024**)

##### 1.2. Caractéristiques géométriques :

- Longueur totale : 38.65 m
- Largeur totale : 18.70 m
- Hauteur de RDC :  $H_{RDC}$ :3.06m
- Hauteur de l'étage :  $H_{étage}$  : 3.06m
- La hauteur du bâtiment y compris l'acrotère est de  $H_t=30.60+0.60=31.20$  m

##### 1.3. Données du site :

▪ Cet un bâtiment est implanté dans la wilaya de Constantine zone classée par le (**R.P. A 2024**)Comme une zone de forte sismicité (**Zone V**)

- L'ouvrage d'habitation appartient au groupe d'usage 2. ( $H_t<48$ m)
- Le site est considéré comme un site meuble : catégorie **S3**
- La contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol}=1.6$  bar

##### 1.4. Conception de la structure :

###### a) Plancher :

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- La facilité de réalisation
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

###### b) Escaliers :

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticale des personnes entre les étages. Ils sont construits en B.A.

#### 2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

##### 2.1. Le Béton :

###### 1)Définition :

Le béton est une pierre artificielle composée de granulat (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.



-**Granulas** : Les granulats comprennent les sables et les pierrailles.

- **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland composé de (CPJ42.5).

- **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.

### -Dosage du béton :

Dans ce projet, On accepte le dosage suivant pour 1m<sup>3</sup>du béton normal

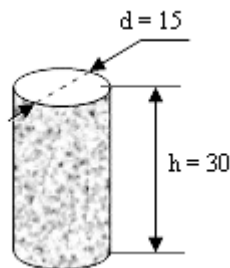
- Ciment 350 Kg/m<sup>3</sup>.- On utilise ciment **II 42.5A** pour la superstructure
  - On utilise CRS pour l'infrastructure
- Gravier 800 L -5mm < D<sub>g</sub><25mm
- Sable 400 L - D<sub>s</sub> <5mm
- Eau [170 L -190 L]

## 2) Caractéristiques mécaniques du béton :

### a) Résistance caractéristique à la compression : BAEL91 (Article A.2.1, 11)

Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours par essais sur éprouvette cylindriques (Ø = 16 cm ; h = 32 cm)**Fig1.1**. Les résistances à « j » jours

des bétons, peuvent être évaluées par les formules approchées suivants :



**Figure I- 1: Eprouvettes cylindriques**

- Pour des résistances **f<sub>c28</sub> ≤ 40MPa** :

$$F_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{Si } j < 60 \text{ jours} \\ 1.1 f_{c28} & \text{Si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances **f<sub>c28</sub> > 40MPa** :

$$F_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jour} \\ f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

$$F_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

L'essai de compression simple sur éprouvette 16x32 provoque des déformations (Voir Fig. 1.2):

$\varepsilon$ : Déformation relative longitudinale

$\varepsilon'$ : déformation relative transversale

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{l' - l}{l}$$

$$\varepsilon' = \frac{\Delta d}{d} = \frac{d' - d}{d}$$

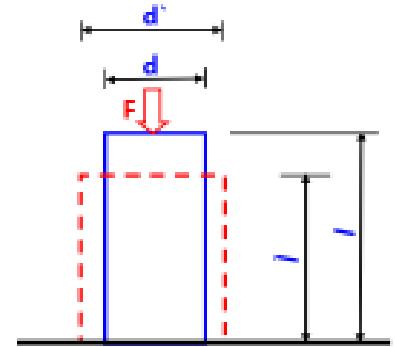


Figure I- 02: Détermination des déformations relatives

- L'essai de compression du béton permet d'obtenir le diagramme expérimental "contrainte - déformation" du béton ci-dessous (voir Fig. 1.3)
- La résistance du béton augmente avec l'âge (voir Fig. 1.4)

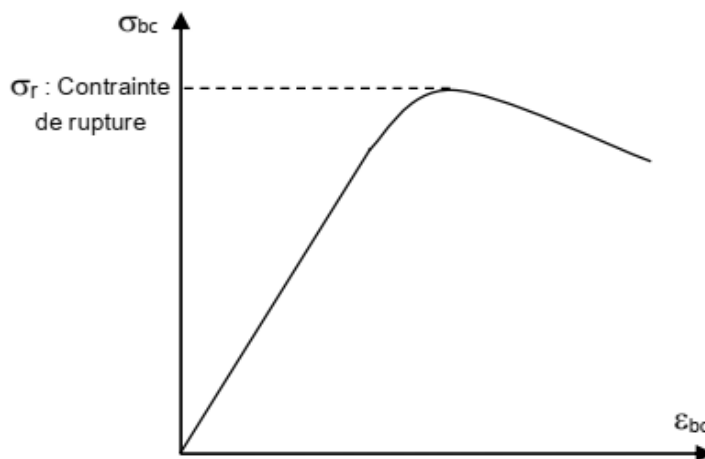
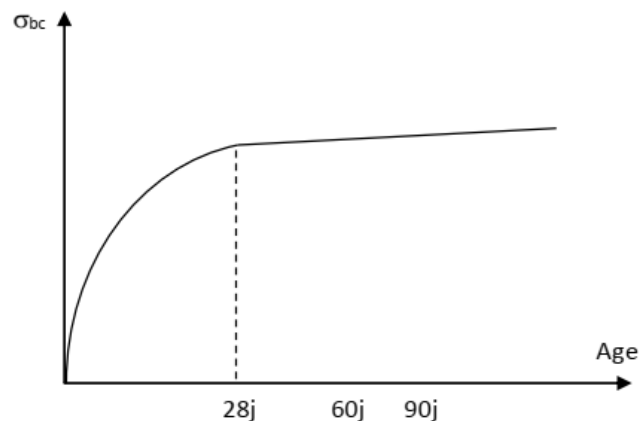


Figure I-03: Diagramme contrainte-déformation du béton en compression



**Figure I- 04: Diagramme de la résistance à la compression du béton en fonction de l'âge**

**b) Résistance caractéristique à la traction : BAEL91 (Article A.2.1, 12)**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ . En pratique, les règlements fixent la valeur de  $f_{t28}$  à partir de  $f_{c28}$  en se référant à la relation

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ Si } j \leq 60 \\ f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{\frac{2}{3}} \text{ Si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

**c) Module déformation longitudinale du béton : BAEL91 (Article A.2.1, 2) On distingue**

▪ **Module de déformation instantanée : BAEL91 (Article A.2.1, 21)**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24 heures**, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale du béton  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa ; } E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

▪ **Module de déformation différée : BAEL91 (Article A.2.1, 22)**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la

$$\text{formule : } E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa donc } E_{vj} = 10818,865 \text{ Mpa}$$

### d) Coefficient de POISSON :BAEL91 (Article A.2.1, 3)

Le coefficient de POISSON est le rapport de la déformation relative transversale par la déformation relative longitudinale, il sera pris égal à

- $\nu = 0.2$  pour le calcul des déformations à (l'ELS).
- $\nu = 0$  (zéro) pour le calcul des sollicitations à (l'ELU).

### e) Module de déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par la formule suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu)$$

Avec **E** : module de Young et  **$\nu$**  : Coefficient de poisson

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU)

**ELU :**  $\nu = 0$  et  $G = 0.5 E$

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS)

**ELS :**  $\nu = 0.2$  et  $G = 0.42 E$

### f) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : BAEL91 (Article A.5.1, 21)

La contrainte ultime de cisaillement ( $\tau$ ) pour les armatures droites ( $\alpha = 90^\circ$ ) est donnée par les deux expressions suivantes :

$\tau_u = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPA})$  en fissuration peu préjudiciable

$\tau_{\square u} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPA})$  en fissuration préjudiciable

### g) Contrainte limite (admissibles)

#### Contrainte de compression :

##### 1) À l'E.L. U : D'après le BAEL91 (Article A.4.3, 41)

La contrainte limite de compression est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\theta$ : dépend de la durée d'application des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & \text{Durée d'application des charges} > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,91 & 1 \text{ heure} \leq \text{Durée d'application} \leq 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,85 & \text{Durée d'application} < 1 \text{ heure} \end{array} \right.$$

Dans notre cas on prend  $\theta$  égale à 1.

$\gamma_b$  coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse de béton qui entraîne la diminution de la résistance.

Le coefficient  $\gamma_{bv}$  vaut :  $\left[ \begin{array}{l} 1,5 \text{ Cas des sollicitations durables ou transitoires} \end{array} \right.$

1,20 Cas des situations accidentelles.

### 2) À l'E.L.S:

La contrainte limite de service de compression du béton notée  $\sigma_{bc}$  avec :

$$\sigma_{bc}=0.6 f_{cj}$$

- Le comportement du béton est considéré comme linéaire élastique, donc le diagramme Contrainte-déformation à l'ELS sera une droite schématisée.

### I.2.3. L'Acier :BAEL91 (Article A.2.2) :

#### 1) Définition :

L'acier est un alliage fer – carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton. On distingue deux types d'acier selon leur état de surface :

- Les barres à haute adhérence (HA) de nuance Fe 500.
- Les barres à Ronds lisse FeE235

#### 2) Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie Fe.

type	Nuance	fe (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE215	215	Emploi courant.
	FeE235	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	FeE400	400	Emploi courant.
	FeE500	500	
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE400	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE500	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\varnothing > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\varnothing'' \leq 6\text{mm}$	520	

Tableau 01 : Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier Fe

Le caractère mécanique qui sert de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie désignée par  $f_e$ . Elle varie en fonction du type d'acier.

- Le module d'élasticité longitudinale  $E$  est pratiquement constant quel que soit l'acier l'acier utilisé et est pris égal à :  $E_s = 200\,000\text{ MPa}$ .
- Le diagramme conventionnel déformations-contraintes pour la traction et la compression a l'allure présentée dans la figure Fig. 1.5, sachant que les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

### ➤ Cas de la traction :

Droite **OA**(domaine élastique)

- Proportionnalité déformations-contraintes

- Coordonnées du point A  $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_s = \frac{f_e}{E_s} \\ \sigma_s = f_e \end{array} \right.$

➤ Horizontale AB d'ordonnée  $\sigma_s = f_e$  (domaine plastique)

- La position du point **B** correspond à un allongement de **10 %**

### ➤ Cas de la compression :

Le diagramme correspondant est symétrique à celui de la traction par rapport à O.

### Module d'élasticité des aciers :

Sa valeur est donnée expérimentalement par l'essai de traction :  $E_s = 2 \cdot 10^5\text{ MPa}$

**b)- Contraintes limites dans l'acier :** (BAEL91 A 2.2, 2)

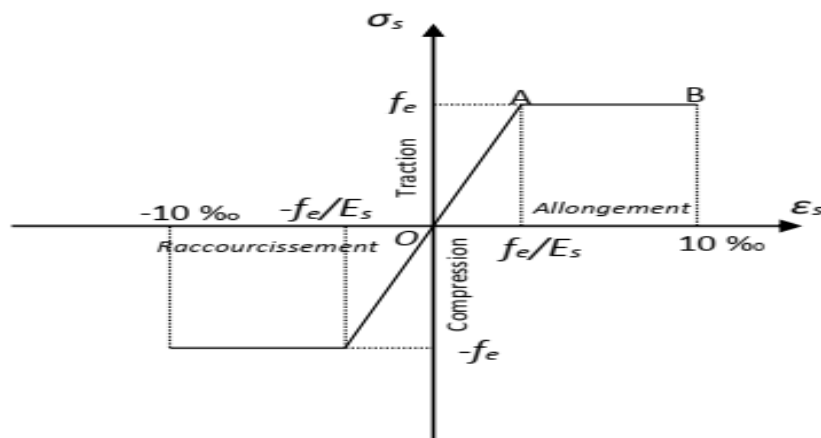


Figure I- 05: Diagramme conventionnel déformations-contraintes de l'acier

### ➤Etat limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \longrightarrow \quad \epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s E_s}$$

Coefficient de sécurité  $\gamma_s$  :

- 1 Pour les situations accidentelles.**
- 1.15 Pour les autres cas.**

### ➤ Etat limite service :

♦ La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = f_e & \text{Fissuration peu préjudiciable} \\ \sigma_s \leq \min (1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}}) & \text{Fissuration préjudiciable} \\ \sigma_s \leq \min (2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}) & \text{Fissuration très préjudiciable} \end{array} \right.$$

#### ▪ Coefficient de fissuration :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les aciers ronds lisse (RL).} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les aciers a haut adhérence (HA) de } \varnothing < 6\text{mm.} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les aciers a haut adhérence (HA) de } \varnothing \geq 6\text{mm.} \end{array} \right.$$

### I.2.4. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

#### a) Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q$$

#### b) Etat limite de service :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la Combinaison d'action suivante : **G + Q**

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

{	$G+Q+E$	avec	G : Charge permanente
	$G+Q \pm 1,2 E$		Q :charge d'exploitation
	$0,8 G+E$		E :effort de séisme

### I.3. Les règles et les normes de calcul :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

Les règles parasismiques algériennes ((**R.P.A 2024**)).

Les règles **B.A.E.L91**.

Charges permanents et charges d'exploitations (**DTR-BC-2.2**).

Règlement neige et vent (**RNV 99**).



# **Chapitre II**

**Pré dimensionnement**

**et**

**Descente de charge**

### Chapitre II

#### II-1 Pré dimensionnement :

##### II-1-1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements **(R.P. A 2024)** et les règlements de **BAEL 91**

##### II.1.2. Poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré- dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91** et vérifie les dimensions données par le **(R.P. A 2024)**.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :

##### a) Critère de flèche :

- $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

- L : La portée de la poutre.

- h : La hauteur de la poutre

- b : La largeur de la poutre

##### b) Conditions imposées par le **(R.P. A 2024)**:

-  $b \geq 29$  cm.

-  $h \geq 30$  cm.

-  $h/b \leq 4$

##### II.1.2.1. Les poutres principales :

- Nous avons de **BAEL91** (art B.6.5, 1)

- On a  $L_{\max} = 480$ cm (entre axe)

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \quad \Longrightarrow \quad 32 \leq h \leq 48$$

On prend:  $h = 50$ cm

➤ Calcul de la largeur b:

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \quad \Longrightarrow \quad 0.3 \times 50 \leq b \leq 0.6 \times 50 \quad \Longrightarrow \quad 15 \leq b \leq 35$$

Donc On prend la min de **(R.P. A 2024)**  $b = 35$  cm

On prend :  **$h = 50$  cm et  $b = 35$  cm**

Selon les règles de **(R.P. A 2024)** il faut vérifier les conditions suivantes :

- $b = 35 \text{ cm} > 29 \text{ cm} \implies$  (conditions vérifier)
- $h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \implies$  (conditions vérifier)
- $h / b = 1.42 < 4 \implies$  (conditions vérifier)

Donc les démontions de la poutre principale est : (35x 50) cm<sup>2</sup>

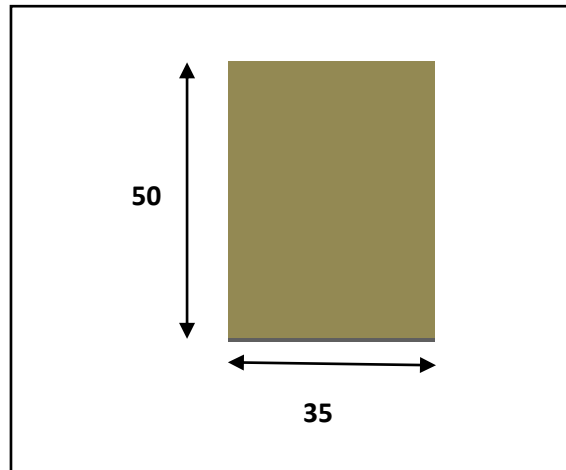


Figure II- 01: Pré dimensionnement des poutres principales.

### II.1.2.2. Les chaînages :

Nous avons  $L_{\max} = 4.70 \text{ cm}$  (entre axe)

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \implies \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \implies 31.33 \leq h \leq 47$$

On prend :  $h = 50 \text{ cm}$

➤ Calcul de la largeur  $b$  :

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \implies 0.3 \times 50 \leq b \leq 0.6 \times 50 \implies 15 \leq b \leq 35$$

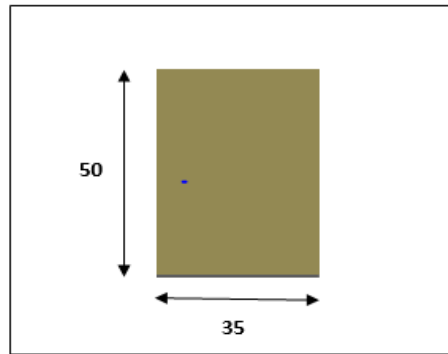
On prend la min de (R.P. A 2024) :  $b = 35 \text{ cm}$ .

On prend  $h = 50 \text{ cm}$  et  $b = 35 \text{ cm}$

Selon les règles de (R.P. A 2024) il faut vérifier les conditions suivantes :

- $b = 35 \text{ cm} > 29 \text{ cm} \implies$  (conditions vérifier)
- $h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \implies$  (conditions vérifier)
- $h / b = 1.42 < 4 \implies$  (conditions vérifier)

Donc les démontions de la poutre principale est : (50x 35)



**Figure II - 02: Pré dimensionnement des chinages**

Donc les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

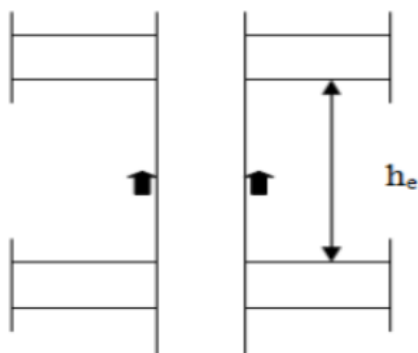
Poutres	Section (cm <sup>2</sup> )
Principal	(35x50)
Chinages	(35x50)

**Tableau. II.01:** Les sections des poutres

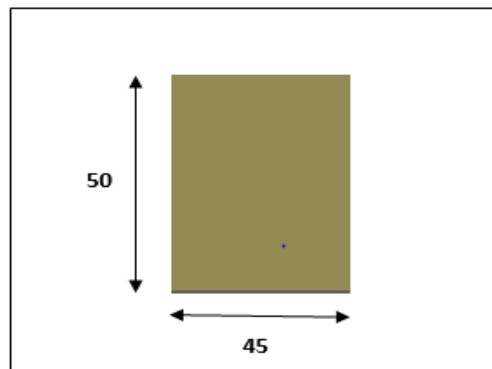
### II.1.3. Les poteaux :

Les poteaux en béton armé sont des éléments porteurs verticaux avec armature incorporée. Ce sont les points d'appui et les éléments porteurs de l'ossature et transmettent des charges concentrées.

Nous avons proposé une section rectangulaire des poteaux (45×50) cm<sup>2</sup>



**Coupe 1-1**



**Figure II- 03 : Coffrage des poteaux.**

- Pour un poteau rectangulaire
  - Pour un poteau rectangulaire
- $$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 30cm \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{L_c}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

**Avec :**

$b_1$  : Largeur de la section

$h_1$  : Hauteur de la section

$L_c$ : Hauteur libre de l'étage

$h_p = 50$  cm: Hauteur de poutre principale

**Vérification d'après (R.P. A 2024) pour la zone V**

**Tel que :**

$h_e$ :Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

→  $h_{\text{etage}} - h_{\text{poutre}}$

→  $3.06 - 0.50 = 2.56$ m

**Selon la (R.P. A 2024) :**

$\min(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 50\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$

$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \quad \Rightarrow \quad 40\text{cm} > \frac{256}{20} = 12.80\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$

$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \quad \Rightarrow \quad 0.25 < 0.7 < 4 \dots \dots \dots \text{CV.}$

On adopte une section de **(45x50)cm<sup>2</sup>**

**Remarque :** La section sera adoptée après avoir la descente des charges sur les poteaux par niveaux.

### **II.1.4. Planchers (Corps creux) :**

Dans ce projet on utilise un plancher en corps creux qui est généralement une aire plane Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs

#### **II.1.4.1. L'Épaisseur du plancher :**

D'après les règles de **BAEL 91 (Art-B.6.8 ; 424)** ; l'évaluation de l'épaisseur totale du plancher à corps creux peut s'exprimer par les formules suivantes :

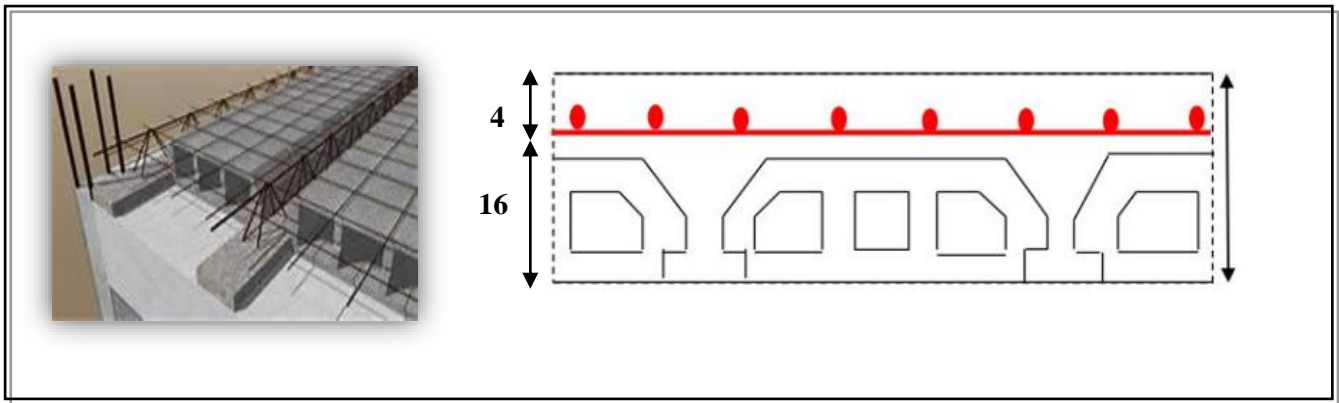


Figure II - 04:Plancher à corps creux

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5}$$

$L_{\max}$  : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles

$h_t$  : hauteur du plancher

$$L_{\max} = 480 - 40 = 440 \text{ cm}$$

$L_{\max}$  : Longueur entre nus.  $L_{\max} = 4.4 \text{ m}$

$$h_t \geq 440 / 22,5 = 19.55$$

Alors  $h_t \geq 20 \text{ cm}$

Remarque : La portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre nus des appuis

Selon **BAEL 91 (Art-B-6-1-1)**.

On va choisir :  $h_t = 20 \text{ cm}$

Donc {   
 4 : hauteur de la table de compression   
 16 : hauteur du corps creux

### II.1.4.2. Poutrelles :

Les poutrelles forment avec la dalle de compression une section en T :

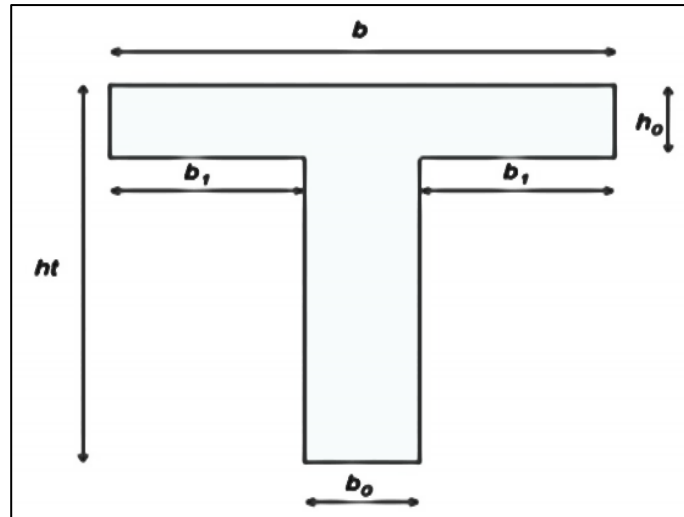


Figure II -05 : dimension de poutrelles

D'après les règles **BAEL 91 (article A 4.1.3)** la largeur de la table de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes de  $b_1$  :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n - b_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

$L_n$  : Distance entre axes des nervures.

$L$ : Distance entre nus d'appuis de la poutrelle.

D'après les normes algériennes (**DTR-B.C.22**), la distance entre axes des nervures est prise égale à  **$L_n = 65 \text{ cm}$** .

La hauteur de la nervure est égale à  **$h_0 = 4 \text{ cm}$** .

La largeur  $b_0$ :

$$0.3 \times h_t \leq b_0 \leq 0.5 \times h_t$$

$$0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.5 \times 20$$

$$6 \leq b_0 \leq 15 \quad \mathbf{b_0 = 10 \text{ cm}}$$

$$\Rightarrow \frac{L_n - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{L}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \min \left\{ \frac{L_n - b_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\} = \min [27.5 \text{ cm} ; 48 \text{ cm}]$$

Donc  $b_1 = 27.5 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 10 \text{ cm}$  ;  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $h_t = 20 \text{ cm}$

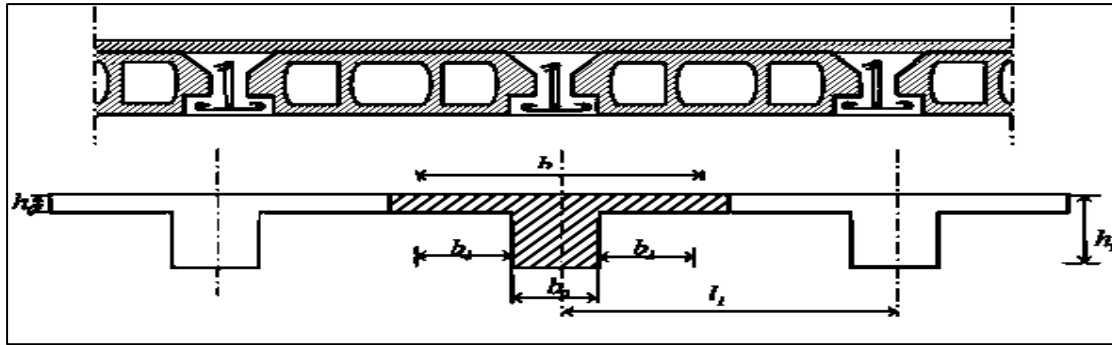


Figure II- 06 : Schéma d'un plancher corps creux.

### II.1.5. L'escalier :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place

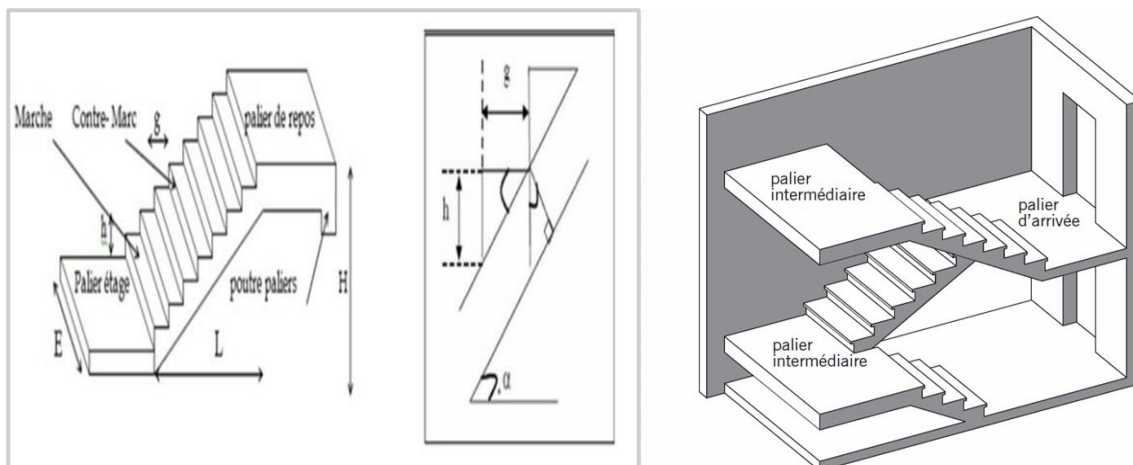


Figure II-07 : Schéma de l'escalier.

### II.1.6.2. Calcul du dimensionnement ( $g$ , $h$ )

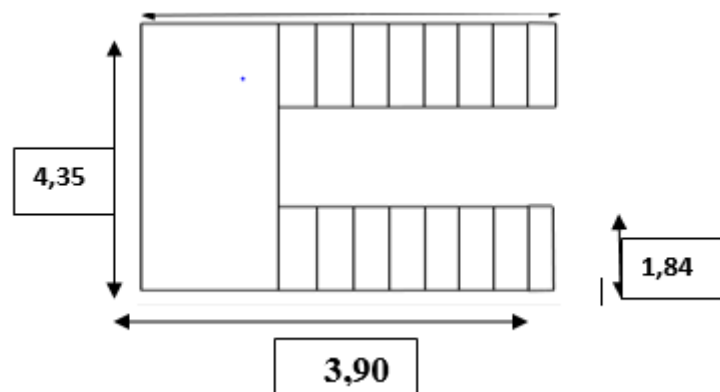


Figure II.08. Vue en plan de la cage d'escalier



Pour assurer le confort des marches et contremarches (g, h) en utilise généralement la

**Formule de BLONDEL :**

$$2h + g = m \text{ (h et g en cm)}$$

m : varie entre 59 et 66 cm

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche.

On prend: pour la volée :

$$h = 17 \text{ cm ; } g = 30 \text{ cm}$$

**Formule de BLONDEL :**

Pour la volée

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

**Nombre de contre marche :**

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marche}$$

▪ Pour volées n =18

$\Rightarrow$  Donc on proposer pour voléen= 18

**Longueur de la volée :**

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 240 \text{ cm}$$

L :Longueur de la volée L= 240 cm

**Inclinaison de la paillasse :**

Dans cet escalier, nous avons Une volée inclinaison  $\alpha$  :

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

### Longueur du palier de repos

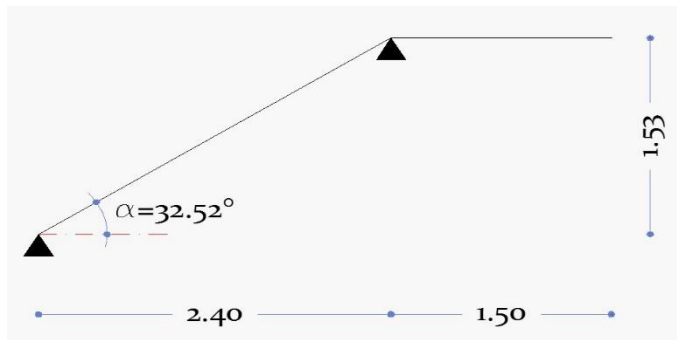


Figure II-09: Schéma statique d'escalier.

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow \frac{323.13}{30} \leq e \leq \frac{323.13}{20} \Rightarrow 10.77 \leq e \leq 16.15$$

On prend:  $e = 15 \text{ cm}$

La poutre palier

$$L_{\max} = 435$$

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

$$\frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \Rightarrow 29 \leq h \leq 43.5 \quad 30$$

ON PREND:  $h = 40 \text{ cm}$

$$0.2 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h$$

$$8 \leq b \leq 2840$$

ON PREND :  $b = 30 \text{ cm}$

**Vérification RPA :**

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

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

ALORS DE ADOPTE UNE SECTION DE LA POUTRE PALIER

$$(b * h) = (30 * 40)$$

### II.1.6. L'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse. Son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher-terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure suivante

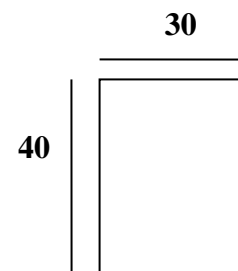


Figure II- 10: Schéma dimensionnement de la poutre palier

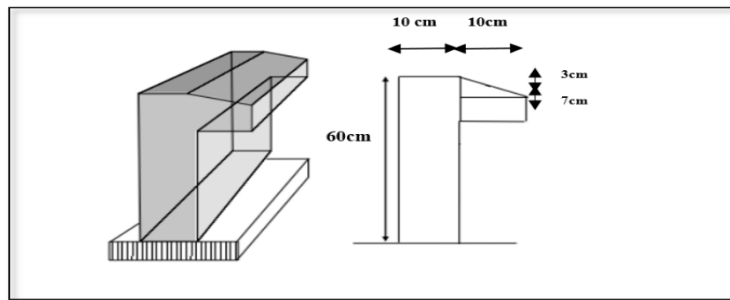


Figure II- 11 : Schéma de l'acrotère

**Surface :**

$$S=S1+S2+S3$$

$$S= (0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0.0685 \text{ m}^2$$

#### II.1.8. Les voile : RPA2024(article 7.7.1)

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 2024. Les murs en béton servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA2024 (**article 7.7.1**):« Les éléments satisfaisants la condition ( **$L \geq 4a$** ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec : **L** : porté du voile. Et **a** : épaisseur du voile.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité. Dans notre cas :

$$h_{\max} = h - h_t = 3.06 - 0.5 = 2.56 \text{ m.}$$

Avec : **h** : hauteur libre d'étage

$h_t$  : hauteur de la poutre

$$\text{D'où : } a \geq \frac{290}{20} = 14.5 \text{ cm.}$$

Donc On prend : **e = 20 cm**

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le RPA2024, est

de **e = 20 cm.**

**Vérification de la largeur : (Art 7.7.1)**

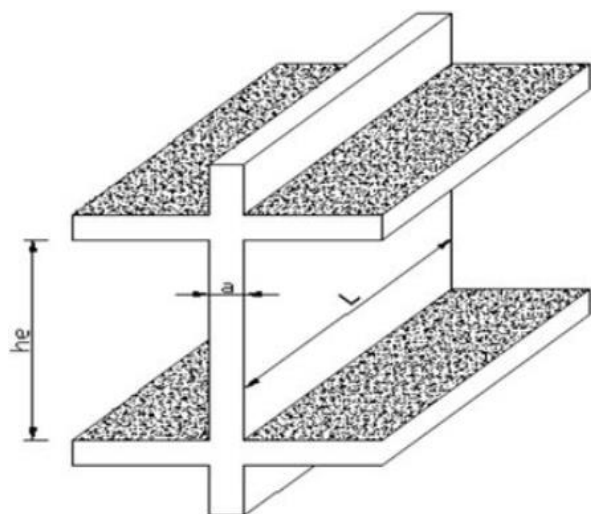


Figure II- 12: Schéma de voile

Les éléments satisfaisant à la condition suivante seule considérée comme étant des voiles

$$L_{\min} \geq 4a$$

Dans notre cas  $L_{\min}=4.50$  m

### II.2. La descente des charges :

#### II.2. 1. Introduction :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitation

##### ➤ Rôle de descente des charges :

- ✓ Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations
- ✓ Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

#### I.2.2.1. Plancher Terrasse Inaccessible : DTR B.C.2.2

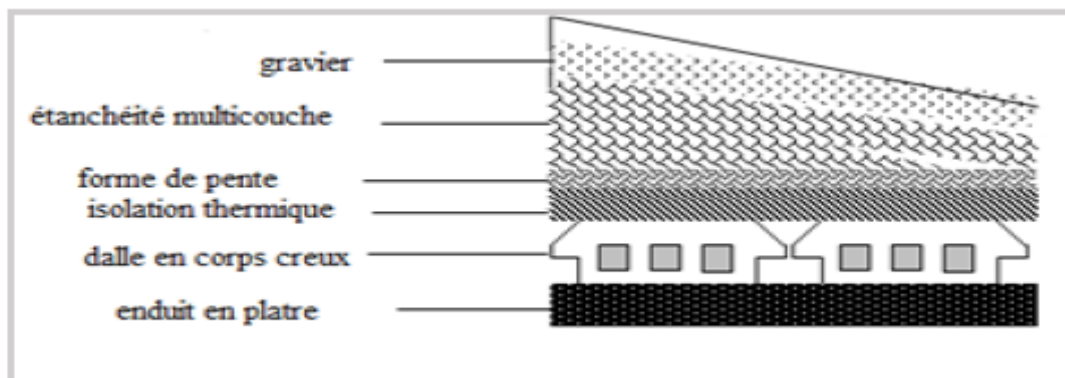


Figure II - 13: Plancher terrasse.

Désignation de l'élément	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons	17	0.05	0.85
étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.10	2.2
Isolation thermique (liège)	4	0.04	0.16
Plancher en corps creux	/	(16+4)	2.85
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
-	-	-	G=6.38

Tableau 01:Les charges permanentes sur le plancher terrasse corps creux terrasse

II.2.2.2. Plancher étage Courant :

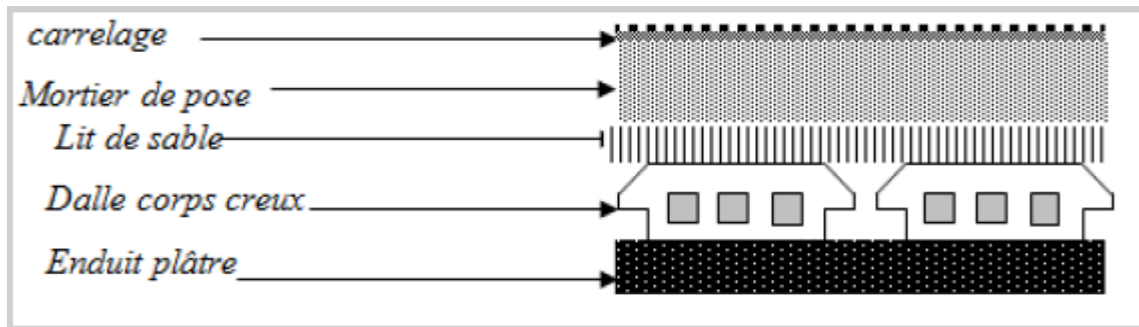


Figure II – 14 : Plancher étage Courant

Désignation de l'élément	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.54
Plancher en corps creux	/	(16+4)	2.85
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons	10	0.01	1
-	-	-	G=5.43

Tableau 02: Les charges permanentes sur le plancher corps creux étage

Terrasse inaccessible  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$



- Surcharge d'exploitation : DTR. BC2-2



Plancher courant  $Q = 1.5 \text{ kN/m}$

### II.2.2.3. Murs :

#### II.2.2.3.1. Murs extérieurs en maçonnerie :

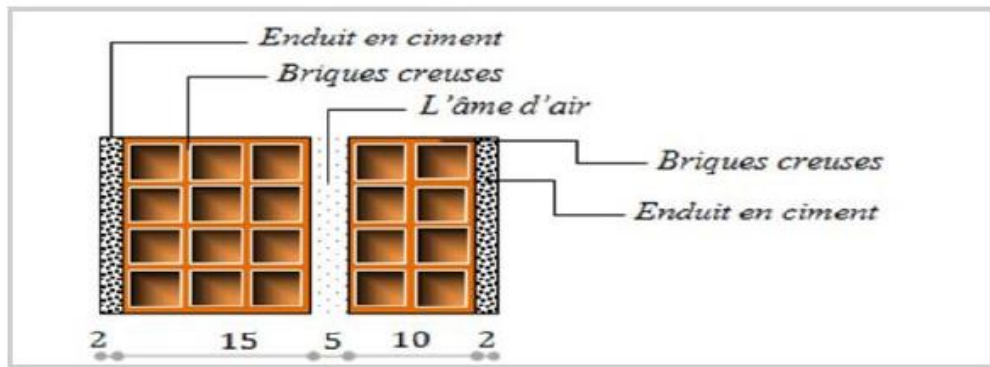


Figure II-15: Coupe verticale d'un mur extérieur.

Désignations	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creux	9	0.15	1.3
Ame d'air	-	0.05	0.00
Brique creux	9	0.10	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
-	-	-	G=2.8

Tableau 03: Évaluation des charges pour les murs a doublé cloison.

#### II.2.2.3.2. Murs intérieurs en maçonnerie :

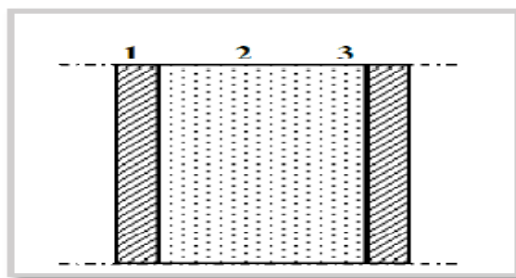


Figure II- 16 :Constituants d'un mur.

Désignations	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	20	0.02 x 2	0.8
Brique creux	9	0.10	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02 x 2	0.4
-	-	-	G=2.10

Tableau 4: Évaluation des charges pour les murs intérieurs

### II.2.2.4. L'acrotère :

#### 1) Surface de l'acrotère :

$$S = (0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03 \times 0.5) \Rightarrow S=0.0685$$

#### 2) G1 : Poids de l'acrotère par mètre :

$$G1=0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN/ml}$$

#### 3) G2 : Poids de mortier de crépissage par mètre :

$$G2=1 \times (0.01 \times 0.6) \times 2000 = 12 \text{ daN/ml}$$

#### 4) Poids propre

$$G=G1+2G2=171.25+12 \times 2 = 195.25 \text{ daN/ml}$$

Surcharge Q : D'après D.T.R.BC.2.2  $\Rightarrow$

$$Q= 100 \text{ daN/m} ; G=195.25 \text{ daN/ml}$$

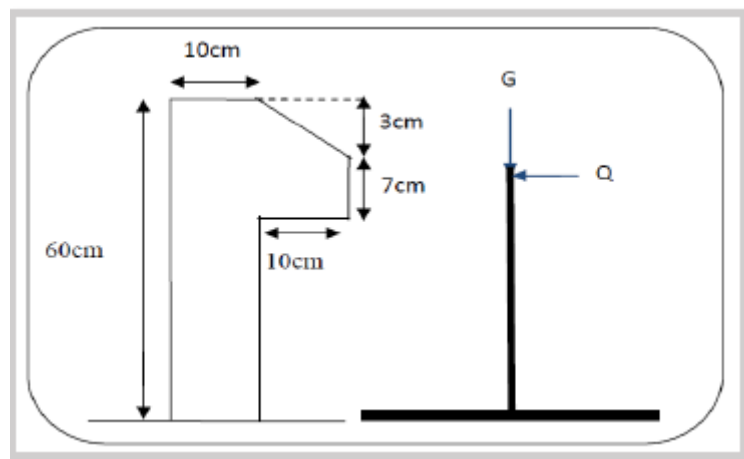


Figure II-17. Mur acrotère.

### II.2.2.5. Les escaliers :

- Charges et surcharges des escaliers : DTR (B.C2.2).

#### II.2.2.5.1. Volées :

- Volées :

Désignations	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Les marches	22	0.17/2	1.87
Paillasse	25	0.15/cos 32.51°	4.44
Enduit en plâtre	20	0.02	0.2
-	-	-	G=7.35

Tableau 5: Charge permanente du Paillasse

### II.2.2.5.2. Palier :

Désignations	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Poids propre de palier	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
-	-	-	G=4.79

Tableau 6:Charge permanente du Paillasse

- Surcharge d'exploitation : DTR. BC2-2
  - Palier :  $Q=2.5\text{kN/m}^2$
  - Volées  $Q=2.5\text{kN/m}^2$

### II.2.3. Descente des charges sur les poteaux :

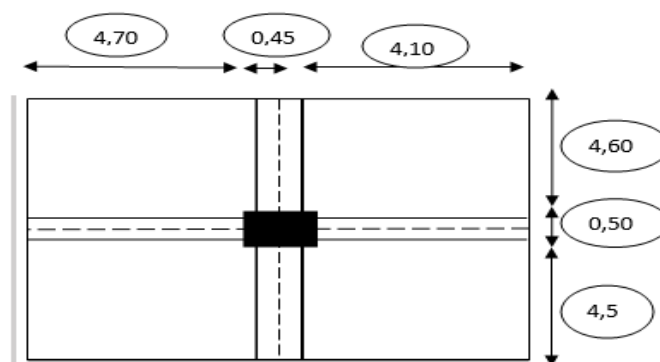
Les charges d'exploitation reprises par les poteaux sont calculées en tenant compte de la loi de dégression, applicable lorsque le bâtiment comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux est indépendante. [DTR.BC2.2]

#### II.2.3.1. Loi de dégression : DTR B.C.2.2

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous

- Pour le toit et terrasse  $Q_0$
- Pour le dernier étage  $Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur  $0.9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur  $0.8Q$
- Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0.5Q$  (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants)

#### II.2.3.2. Descente des charges sur le poteau PRICIPAL (B- 3).





**Figure. II-18 : Surface afférente poteau (B-3)**

$$SG = (2.85 \times 2.55) + (2.60 \times 2.55) = 13.89 \text{ m}^2$$

**La surface afférente pour la charge d'exploitation :**

- Pour la terrasse :

$$Sq_0 = (5.75 \times 2.95) = 16.96 \text{ m}^2$$

- Pour étage courante :

Désignation	Estimation	G(kN)
Poids des plancher terrasse inaccessible	$20.02 \times 6.38$	127.72
Poids des poutres secondaires	$0,50 \times 0,35 \times (2.25 + 2.30 + 0,35) \times 25$	21.43
Poids des poutres principales	$0,50 \times 0,35 \times (2,805 + 2.35) \times 25$	22.55
Poids propre des poteaux	$0,45 \times 0,50 \times 3,06 \times 25$	17.21
Poids de mur extérieurs	$2.10 \times (3.06 - 0.35) \times 0.70$	3.983
<b>Totale d'étage 10</b>		<b>192.89</b>
Poids des plancher terrasse accessible	$20.02 \times 5.43$	108.70
Poids des poutres secondaires	$0,50 \times 0,35 \times (2.25 + 2.30 + 0,35) \times 25$	21.43
Poids des poutres principales	$0,50 \times 0,35 \times (2,805 + 2.35) \times 2.5$	22.55
Poids propre des poteaux	$0,45 \times 0,50 \times 3,06 \times 2.5$	17.21
Poids de mur extérieurs	$0.292 \times (3.06 - 0.35) \times 0.70$	3.983
<b>Totale d'étage 09</b>		<b>173.873</b>
Poids des plancher terrasse accessible	$20.02 \times 5.43$	108.70
Poids des poutres secondaires	$0,50 \times 0,35 \times (2.25 + 2.30 + 0,35) \times 25$	21.43
Poids des poutres principales	$0,50 \times 0,35 \times (2,805 + 2.35) \times 2.5$	22.55
Poids propre des poteaux	$0,45 \times 0,50 \times 3,06 \times 2.5$	17.21
Poids de mur extérieurs	$0.292 \times (3.06 - 0.35) \times 0.70$	3.983
<b>Totale d'étage 08</b>		<b>173.873</b>
Poids des plancher terrasse accessible	$20.02 \times 5.43$	108.70
Poids des poutres secondaires	$0,50 \times 0,35 \times (2.25 + 2.30 + 0,35) \times 25$	21.43
Poids des poutres principales	$0,50 \times 0,35 \times (2,805 + 2.35) \times 2.5$	22.55
Poids propre des poteaux	$0,45 \times 0,50 \times 3,06 \times 2.5$	17.21
Poids de mur extérieurs	$0.292 \times (3.06 - 0.35) \times 0.70$	3.983

<b>Totale d'étage 07</b>		<b>173.873</b>
Poids des plancher terrasse accessible	$20.02 \times 5.43$	108.70
Poids des poutres secondaires	$0,50 \times 0,35 \times (2.25 + 2.30 + 0,35) \times 25$	21.43
Poids des poutres principales	$0,50 \times 0,35 \times (2,805 + 2.35) \times 2.5$	22.55
Poids propre des poteaux	$0,45 \times 0,50 \times 3,06 \times 2.5$	17.21
Poids de mur extérieurs	$0.292 \times (3.06 - 0.35) \times 0.70$	3.983
<b>Totale d'étage 06</b>		<b>173.873</b>
Poids des plancher terrasse accessible	$20.02 \times 5.43$	108.70
Poids des poutres secondaires	$0,50 \times 0,35 \times (2.25 + 2.30 + 0,35) \times 25$	21.43
Poids des poutres principales	$0,50 \times 0,35 \times (2,805 + 2.35) \times 2.5$	22.55
Poids propre des poteaux	$0,45 \times 0,50 \times 3,06 \times 2.5$	17.21
Poids de mur extérieurs	$0.292 \times (3.06 - 0.35) \times 0.70$	3.983
<b>Totale d'étage 05</b>		<b>173.873</b>
Poids des plancher terrasse accessible	$20.02 \times 5.43$	108.70
Poids des poutres secondaires	$0,50 \times 0,35 \times (2.25 + 2.30 + 0,35) \times 25$	21.43
Poids des poutres principales	$0,50 \times 0,35 \times (2,805 + 2.35) \times 2.5$	22.55
Poids propre des poteaux	$0,45 \times 0,50 \times 3,06 \times 2.5$	17.21
Poids de mur extérieurs	$0.292 \times (3.06 - 0.35) \times 0.70$	3.983
<b>Totale d'étage 04</b>		<b>173.873</b>
Poids des plancher terrasse accessible	$20.02 \times 5.43$	108.70
Poids des poutres secondaires	$0,50 \times 0,35 \times (2.25 + 2.30 + 0,35) \times 25$	21.43
Poids des poutres principales	$0,50 \times 0,35 \times (2,805 + 2.35) \times 2.5$	22.55
Poids propre des poteaux	$0,45 \times 0,50 \times 3,06 \times 2.5$	17.21
Poids de mur extérieurs	$0.292 \times (3.06 - 0.35) \times 0.70$	3.983
<b>Totale d'étage 03</b>		<b>173.873</b>
Poids des plancher terrasse accessible	$20.02 \times 5.43$	108.70
Poids des poutres secondaires	$0,50 \times 0,35 \times (2.25 + 2.30 + 0,35) \times 25$	21.43
Poids des poutres principales	$0,50 \times 0,35 \times (2,805 + 2.35) \times 2.5$	22.55
Poids propre des poteaux	$0,45 \times 0,50 \times 3,06 \times 2.5$	17.21

Poids de mur extérieurs	$0.292 \times (3.06 - 0.35) \times 0.70$	3.983
<b>Totale d'étage 02</b>		<b>173.873</b>
Poids des plancher terrasse accessible	$20.02 \times 5.43$	108.70
Poids des poutres secondaires	$0.50 \times 0.35 \times (2.25 + 2.30 + 0.35) \times 25$	21.43
Poids des poutres principales	$0.50 \times 0.35 \times (2.805 + 2.35) \times 2.5$	22.55
Poids propre des poteaux	$0.45 \times 0.50 \times 3.06 \times 2.5$	17.21
Poids de mur extérieurs	$0.292 \times (3.06 - 0.35) \times 0.70$	3.983
<b>Totale d'étage 01</b>		<b>173.873</b>

<b>Q0</b>	<b>20,02</b>	<b>20,02</b>	<b>1</b>
<b>Q1</b>	<b>30,03</b>	<b>30,03</b>	<b>30,03</b>
<b>Q0</b>	<b>20,02</b>	<b>20,02</b>	<b>20,02</b>
<b>Q0+Q1</b>		<b>50,05</b>	<b>50,05</b>
<b>Q0+0,95(Q1+Q2)</b>		<b>67,5675</b>	<b>77,077</b>
<b>Q0+0,90(Q1+Q2+Q3)</b>		<b>84,2091</b>	<b>101,101</b>
<b>Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)</b>		<b>91,5977</b>	<b>122,122</b>
<b>Q0+0,80(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)</b>		<b>93,2982</b>	<b>140,14</b>
<b>Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)</b>		<b>89,9936</b>	<b>155,155</b>
<b>Q0+0,714(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)</b>		<b>84,2754</b>	<b>167,167</b>
<b>Q0+0,68(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)</b>		<b>77,3273</b>	<b>191,55136</b>
<b>Q0+0,66(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9)</b>		<b>71,0560</b>	<b>203,8036</b>

	<b>G (KN)</b>	<b>Q (KN)</b>	<b>Nu=1.35G+1.5Q (KN)</b>	<b>Ns=G+Q(KN)</b>
<b>Poteau intermédiaire</b>	<b>1757.747</b>	<b>203.80</b>	<b>2678.65</b>	<b>1961.54</b>

### II.2.3.3 Descente de charges sur le poteau intermédiaire (B- 3) :

**La surface afférente pour la charge permanente :**

$$SG = (2.85 \times 2.50) + (2.60 \times 2.50) + (2.85 \times 2.55) + (2.60 \times 2.55) = 20.39 \text{ m}^2$$

**La surface afférente pour la charge d'exploitation :**

- Pour la terrasse :

$$Sq_0 = (8.41 + 14.66) = 23.07 \text{ m}^2$$

- Pour étage courante :

$$Sq = 23.07 - (0.4 \times 0.5) = 22.87 \text{ m}^2$$

$$G = 1757.747 \text{ KN} ; Q = 203.80 \text{ KN}$$

### II.2.4. Vérification des conditions du RPA 2024 :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 1757.757 + 1.50 \times 203.80)$$

$$N_U = 2678.65 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 1757.747 + 203.80 = 1961.547 \text{ KN}$$

$$N_d = N_{ser} = 1961.547 \text{ KN}$$

#### II.2.4.1 Vérification de l'effort normal :

$$N_d = N_{ser} = 1961.547 \text{ KN} ; B = (500 \times 450)$$

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

$$V = \frac{N_d}{B \times F_{c28}} \leq 0.3 \rightarrow \frac{1961.547}{(500 \times 450) \times 25} \Rightarrow \frac{N_d}{B \times F_{c28}} \geq 0.3 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

$$\text{Alors : on a } \frac{N_d}{B \times F_{c28}} \leq 0.3 \rightarrow B \geq \frac{N_d}{0.3 \times F_{c28}} \rightarrow B \geq 156923 ; B = h \times b$$

$$\text{On adopte } B = (450 \times 500) \text{ mm}^2 \rightarrow 225000 \text{ mm}^2 > 156923 \text{ mm}^2$$

#### II.2.4.2 Vérification de la section de poteau C.B.A.93 (B.8.4.1) :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles C.B.A.93 préconisent de prendre la section réduite (due à la ségrégation du béton)

**D'après l'article B.8.4.1 du C.B.A.93** l'effort normal ultime  $N_U$  d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_u : \text{Effort normal ultime (compression)} = 1.35G + 1.5Q$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élancement mécanique  $\lambda$  [BAEL] (article B.8.4.1)

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

$$\alpha = 0.60 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$\lambda$  : L'élancement du poteau considéré  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$ : Longueur de flambement

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,5$ ) Situation durable.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ ) Situation accidentel .

$f_e$ : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 500$  MPa).

$f_{c28}$  : La résistance à la compression du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25$  MPa)

$A_s$ : Section d'acier comprimée.

$B_r$ : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [ $B_r = (a-2)(b-2)$ ]  $\text{cm}^2$

### Section de poteaux :

$$B_r = (b-2)(h-2) = (45-2)(50-2) = 2064 \text{ cm}^2 = 206400 \text{ mm}^2$$

### Section d'acier

$$A = \max(A_{BAEL}, A_{RPA})$$

### D'après RPA2024 (article 7.4.2.1)

#### ▪La section d'acier minimale

$$A_{\min} = 1\% (b_a) (\text{zone v})$$

$$A_{s \min} = 0.01 \times (45 \times 50) = 22.5 \text{ cm}^2 = 2250 \text{ mm}^2$$

### D'après BAEL91

$$A_{\min} = \max(4 \text{ cm}^2 \text{ de périmètre}, 0.2\% B)$$

$$A_{\min} = \max(4 \text{ cm}^2, 0.002 \times 45 \times 50) = \max(4, 4.5)$$

$$A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2 = 450 \text{ mm}^2$$

$$A = \max(A_{BAEL}, A_{RPA}) = A_{RPA} = 22.5 \text{ cm}^2$$

### •Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a.b^3}{12} = \frac{45 \times 50^3}{12} = 468750 \text{ cm}^4$$

### •Rayon de giration $i_x$ , $i_y$ :

Avec :  $A = a \times b$  (Section du poteau).

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{468750}{2250}} = 14.43$$

•Calcul de l'élancement  $\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i}, \quad l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i} = \frac{214}{14.43} = 14.83, \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.820$$

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 1757.747 + 1.50 \times 203.80)$$

$$N_U = 2678.65 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_u = 3144.163 \text{ KN} \leq \overline{N_u} = 0.831 \times \left[ \frac{202400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{2250 \times 500}{1.15} \right] = 4726409.018 \text{ N}$$

$$N_u = 2678.65 \text{ KN} \leq \overline{N_u} = 4726.40 \text{ KN}$$

On a : toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables **(45×50) cm<sup>2</sup>**

### Conclusion

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

Les éléments	L'épaisseur ou section
Poteau	45 x 50 cm <sup>2</sup>
Poutre principale	35x 50 cm <sup>2</sup>
Poutre secondaire	35x 50 cm <sup>2</sup>
Plancher corps creux	(16+4) cm
Voile	e =20cm
Escalier	e =15 cm

**Tableau II.08** Résumé L'épaisseur des éléments.

# **Chapitre III**

**Etude des éléments secondaires**

### Chapitre III

#### III.1. INTRODUCTION

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de Contreventement. Ce sont des éléments en maçonnerie comme les cloisons et les murs de Façade. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges Permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains seront vérifiés à l'action de la charge sismique

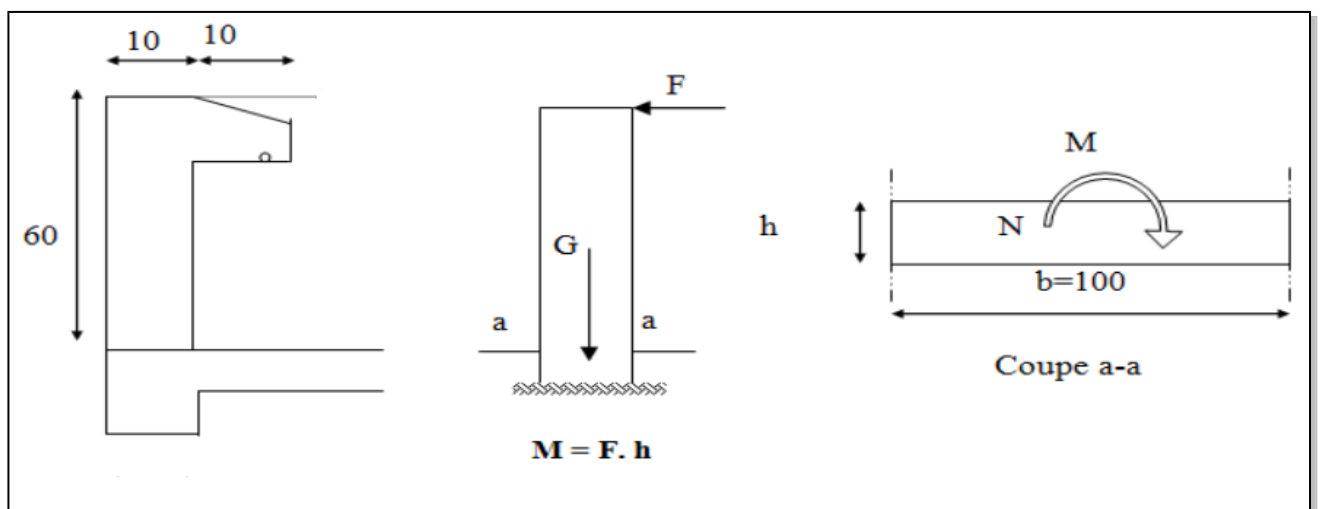
**Les éléments non structuraux sont les suivants :**

- L'acrotère.
- Les escaliers.
- Les planchers (dalle corps creux).
- Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA2024**

#### III.2. ACROTERE :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse ; travaille comme un système isostatique assimilable à une console encastrée à la base et travaille à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre **WP** et un moment de flexion de l'application de la charge **F**, exercée par la main courante, ou bien une force sismique tel que :

- **G= poids propre**
- **F=max (Q exploitation ; Fpk)**



**Figure III- 01: Caractéristiques géométriques de l'acrotère.**



### III.2.1. Evaluation des charges :

#### a) Surface de l'acrotère :

$$S_t = 0.0685\text{m}^2$$

#### b) Poids propre :

$$G = 195.25\text{daN/ml}$$

#### c) Surcharge d'exploitation :

$$Q = 100\text{daN/ml} = 1000 \text{ N/ml}$$

### D'après RPA / 2024 :

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_{pk} = (A \cdot I \cdot S) \cdot C_p \left(1 + \frac{3h_z}{H}\right) \cdot W_p \text{ (RPA 2024 page 96) :}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))

I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))

S : Coefficient de site (cf. Tableau (3.3) & (3.4))

CP : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))

WP : Poids de l'élément considéré

H : Hauteur total du bâtiment partir de la base

h2 : Hauteur du niveau « k » partir de la base

**A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau 4.1 (RPA 99/2003)**

$$A = 0.25 \text{ (zone(V) groupe d'usage 2)}$$

**I : coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))(RPA 2024 page 59)**

$$I = 1$$

**S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))(RPA 2024 page 53)**

$$S = 1.3$$

**Cp : Facteur de force horizontale** varient entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))(RPA 2024 page 97)

Cp= 0.8 pour le consol

**WP : Poids de l'élément considéré**

$$WP = 1.35G + 1.5Q$$

$$WP = 1.74$$

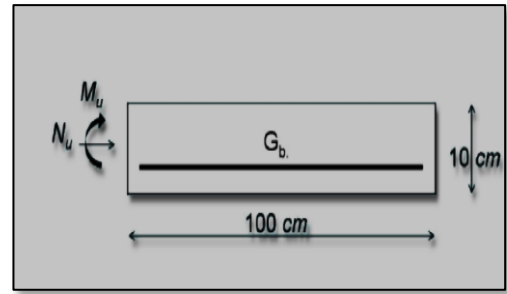


Figure III- 02: Section de calcul l'acrotère.

**H: Hauteur totale du bâtiment a partir de la base**

$$H = 30.6$$

**H<sub>z</sub>: Hauteur, du niveau "k", a partir de la base**

$$h_z = 3.06$$

$$F_{pk} = ((0.25) \cdot (1) \cdot (1.3)) \cdot 0.8 \left(1 + \frac{3.3 \cdot 0.6}{30.6}\right) \cdot 1.74 = 0.588 = 0.588 \cdot 1000 = 588 \text{ N/ml}$$

$$F_{pk} = (A.I.S) \cdot C_p \left(1 + \frac{3h_z}{H}\right) \cdot W_p$$

$$F = \max (Q_{\text{exploitation}}, F_{pk}) = \max (1000, 588) \Rightarrow F = 1000 \text{ N/ml}$$

#### III.2.2. Calcul des sollicitations :

$$MF = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

$$G = 1952.5 \text{ N/ml}$$

$$\text{D'une force tranchée } T = F_{pk} = 1000 \text{ N} = 1 \text{ KN}$$

#### III.2.3. Combinaison d'action :

##### ▪ E.L.U :

$$N_u = 1 \times NG = 1952.5 \text{ N/ml}$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable :

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

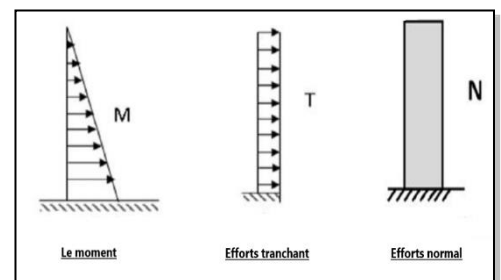


Figure III- 03: Schéma des sollicitations de l'acrotère

▪ **E.L.S :**

$$N_{ser} = N_G = 1952.5 \text{ N/m}$$

$$M_{ser} = M = 600 \text{ N.m}$$

#### III.2.4 Calcul de ferrailage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur **b = 100cm** et de hauteur **h = 10 cm**

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

Donc résumé tous les résultats dans le tableau suivant :

NU (N/ml)	MU(N.m)	Tu (N)	NS (N/ml)	MS(N.m)
1952.5	900	1500	1952.5	600

**Tableau III- 01: Récapitulatif résultats des sollicitations**

#### III.2.4.1 Armatures longitudinales :

▪ **E.L.U :**

**A. Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1952.5} = 0.46 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$e > \frac{h}{2} \implies 0.46 \text{ m} > 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment  $M_1$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

**B. Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_{1u} = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - C \right) = 900 + 1952.5 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 939.05 \text{ N. m}$$

$$\mu = \frac{M_{1u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{939.05}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.01349$$

$$\mu = 0.0135 < \mu_l = 0.392 \implies \text{Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (A' = 0)}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.01349)}) = 0.0170$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.0170)) = 0.993$$

$$A_{1u} = \frac{M_{1u}}{\sigma_s \times \beta \times d^2} = \frac{939.05}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.388 \text{ cm}^2$$

**C. Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

$$A_1 = A_{1u} - \frac{N_u}{\sigma_s \times 100} ; A_1' = 0$$

$$A_1 = 0.388 - \frac{1952.5}{348 \times 100} = 0.331 \text{ cm}^2$$

$M_{1u}$ (N.m)	$\mu$	$A$	$\beta$	$A_{u1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ (cm <sup>2</sup> )
939.05	0.0135	0.0170	0.993	0.388	0.331

**Tableau III- 02 : Récapitulatif résultats de armatures**

Alors les résultats de l'armature longitudinale dans le tableau suivant:

▪ **E.L.S :**

**A. La contrainte de traction d'armature : BAEL91 (A.4.5, 33) :**

**Tableau 1: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale**

Pour les fissurations Préjudiciables  $\Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(\frac{3}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})$

$\eta$  : Coefficient de fissuration = 1.6 pour les barres HA

$$\bar{\sigma}_s \leq \min(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1})$$

$$\bar{\sigma}_s \leq \min(266.66 ; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

**B. Détermination du centre de pression**

$$M_{bc} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1952.5} = 0.307 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

### C. Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_{1ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[ \frac{h}{2} - c \right] = 600 + 1952.5 \left[ \frac{0.1}{2} - 0.03 \right] = 639.05 \text{ N. m}$$

$$\mu = \frac{M_{1ser}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{639.05}{15 \times 100 \times 7^2} = 0.0087$$

$\mu = 0.0087 < \mu_l = 0.392$  ; Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0087)}) = 0.011$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.011)) = 0.996$$

$$A_{1ser} = \frac{M_{1ser}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{639.05}{201.63 \times 0.996 \times 7} = 0.45 \text{ cm}^2$$

### D. Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$A_1 = A_{1ser} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s \times 100} A' = A_1' = 0$$

$$A_1 = 0.45 - \frac{1952.5}{201.63 \times 100} = 0.096 \text{ cm}^2$$

### III.2.5. Vérification :

#### a. Vérification à l'E.L. U :

**Condition de non fragilité :** BAEL 91 (ART-A.4.2.1) :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

#### b. Vérification à l'E.L. S :

**Condition de non fragilité** BAEL (A.4.2.1) :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

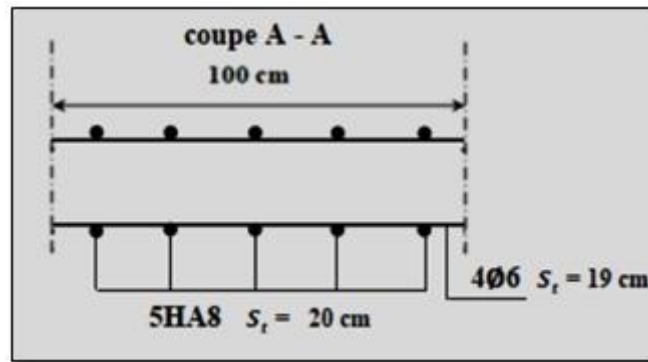
**Pourcentage minimal d'armature longitudinale** BAEL (B.5.3.1) :

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) = \max (0.45 ; 0.85 ; 2.5) \Rightarrow A_L = 2.5 \text{ cm}^2$

Alors on adopte :  $A_L = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$





Coupe 1-1

### III.3. Les escaliers :

#### III.3.1 : INTRODUCTION

##### Définition :

L'escalier se calcule comme une poutre à section rectangulaire travaillant à flexion simple.

Notre bâtiment contient un seul type d'escalier. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur

#### III.3.2. Les charges appliquées :

##### ▪ Volées :

$$G = 7.35 \text{ kN/m}^2 ; \quad Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

##### ▪ Palier :

$$G = 4.79 \text{ kN/m}^2 ; \quad Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

#### III.3.3. Combinaison d'actions :

##### ▪ E.L.U : $P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1$

##### ▪ E.L.S : $P_{ser} = (G + Q) \times 1$

Elément	Palier (kN/ml)	Volées (kN/ml)
ELU	10.21	13.67
ELS	7.29	9.85

Tableau III- 03: Combinaison d'actions

### III.3.4. La charge équivalente

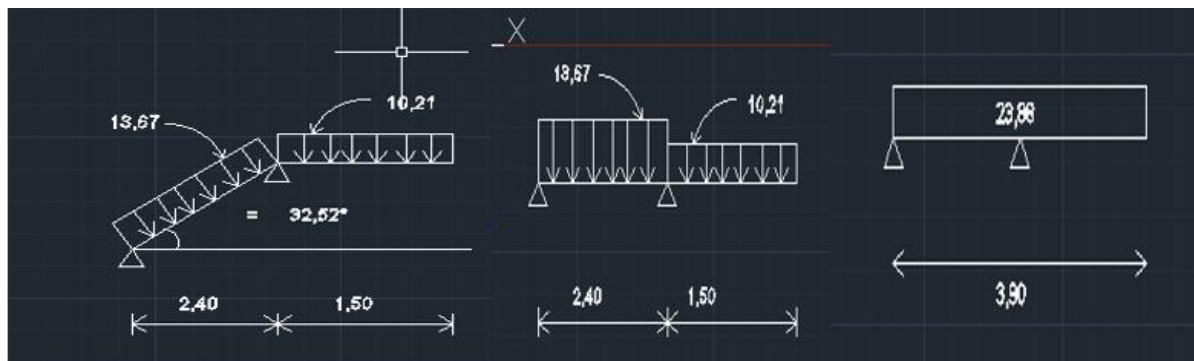


Figure III-05 : Schéma des charges équivalentes l'ELU

La charge équivalente :  $P_{eq} = \frac{P_1 \times L_1 + P_2 \times L_2}{L_1 + L_2}$

L'ELU :  $P_{eq} = 8.48 \text{ KN/ml}$ .

L'ELS :  $P_{eq} = 6.08 \text{ KN/ml}$ .

Moment isostatique :  $M_0 = P_{eq} \times \frac{L^2}{8}$

- $\Rightarrow M_0 = 8.48 \times \frac{4.35^2}{8} = 20.05$
- Moment en appuis
- $M_{app} = 0.3 M_0$
- $\Rightarrow M_{app} = 0.3 \times 20.05 = 6.017$
- Moments en travée :  $M_t = 0.85 M_0$
- $\Rightarrow M_t = 0.85 \times 20.05 = 17.04$
- L'effort tranchant :  $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$
- $\Rightarrow T_u = 8.48 \times \frac{4.35}{2} = 18.44$

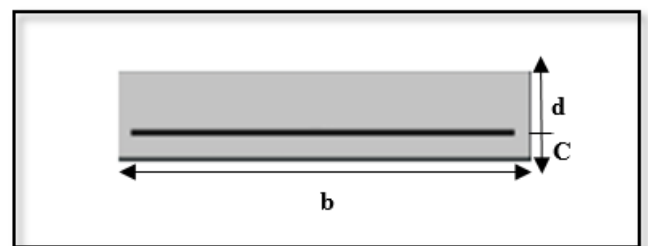


Figure III - 06: Schéma de l'enrobage

Elément	$P_{eq} \text{ (KN/ml)}$	$M_0 \text{ (KN.m)}$	$M_a \text{ (KN.m)}$	$M_t \text{ (KN.m)}$	$T_u \text{ (KN)}$
ELU	8.48	16.12	4.83	13.70	16.53
ELS	6.08	11.55	3.47	09.81	11.85

Tableau III- 04 : Récapitulatif résultats des sollicitations

### III.3.5 Calcul de ferrailage l'ELU:

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de **1 m** de largeur



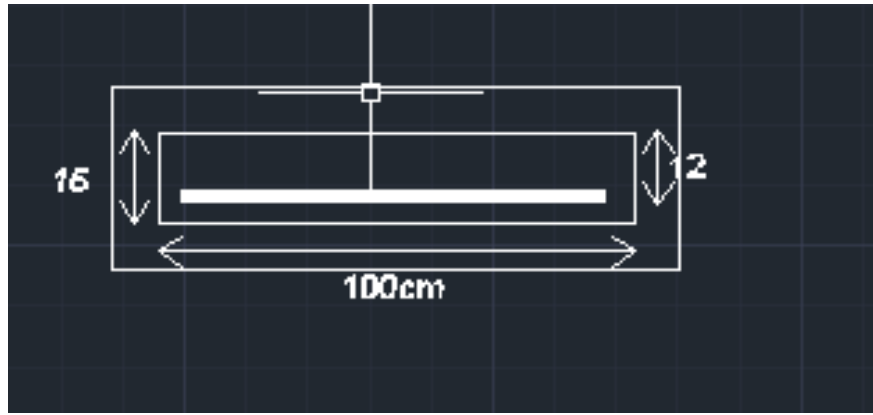


Figure III.07. Section à ferrailler.

▪ Calcule l'enrobage :

$$d = e_p - c ; \quad c = \frac{1}{2} \phi_l + \text{errb} ; \quad \phi_l \leq \frac{e_p}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad c = \frac{1}{2} \times 1.5 + 1 = 1.75 \approx 3 \text{ cm} ;$$

$$\text{Donc } d = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

III.2.5 .1. Armatures Longitudinales :

**l'ELU**

**Alors :**

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \quad \sigma_b = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \mu_l = 0.392$$

$$d = 15 - 3 = 12 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad c = 3 ; \quad e = 15 \text{ cm}$$

▪ **Sur appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4,83 \times 1000}{14.2 \times 100 \times 12^2} = 0.023$$

$$\mu_{bu} = 0.023 < \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \implies \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023}) = 0.029$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.029)) = 0.988$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8916}{348 \times 0.988 \times 12} = 1.170 \text{ cm}^2$$

▪ **Sur travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16,12 \times 1000}{14.2 \times 100 \times 12^2} = 0.078$$

$$\mu_{bu} = 0.078 < \mu \ell = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.078}) = 0.10$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times 0.10) = 0.96$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16,12 \times 1000}{348 \times 0.96 \times 12} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$F_{c28} \text{ (Mpa)}$	$f_{t28} \text{ (mpa)}$	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d \text{ (m)}$	$f_{bu} \text{ (mpa)}$	$\sigma_s \text{ (mpa)}$	$f_e \text{ (mpa)}$
25	2.1	1.5	1.15	0.12	14.20	348	400

**Tableau III- 05 : combinaison**

#### E.L.U

Elément	Mu (N.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	Acal (cm <sup>2</sup> )
Sur appuis	4830	0.023	0.029	0.988	1.170
Sur travée	13700	0.078	0.10	0.96	4.02

**Tableau III- 06 : Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale E.L.U**

#### E.L.S

La fissuration est considérée comme peut nuire, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

Elément	$\beta$	$\alpha$	Mu (N.m)	Mser (N.m)	$\gamma$	$f_{c28} \text{ (MPa)}$	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0.988	0.10	1370	9.81	1.39	25	0,445	C.Verifier
Sur appuis	0.96	0.029	4830	3.46	1.39	25	0,445	C.Verifier

**Tableau III- 07 : Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale E.L.S**

#### III.3.6. Vérifications :

- **Condition de non fragilité : BAEL 91 (ART-A.4.2)**

$$A_{min1} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal : BAEL 91 (ART-B.5.3, 1)**

$$A_{min2} \geq 0.001 \times b \times e = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max(A_{min1}; A_{min2}) = \max(1.45; 1.5)$$

$$A_{min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Elément	Au (cm <sup>2</sup> )	Amin1	Amin2	Amax(cm <sup>2</sup> )	Aadp(cm <sup>2</sup> )
Sur appuis	1.170	1.45	1.5	1.45	5HA10 (3.93)
Sur travée	4.02	1.45	1.5	4.02	5HA12 (5.65)

**Tableau III- 08: Le ferrailage de l'escalier.**

#### ▪ Vérification à l'E.L. S :

- Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type fe E400, la vérification de  $\sigma_{best}$  est inutile,

-La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\text{vérifiée : } \alpha \leq \left[ \left( \frac{\gamma-1}{2} \right) + \left( \frac{f_{c28}}{100} \right) \right] = \bar{\alpha} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Elément	M <sub>u</sub> (N.m)	M <sub>ser</sub> (N.m)	$\gamma$	f <sub>c28</sub> (MPa)	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	condition
Sur appui	4.83	3.46	1.39	25	0.445	0.029	<b>CV</b>
Sur travée	13.70	9.81	1.39	25	0.445	0.10	<b>CV</b>

**Tableau III-09: Vérification de la contrainte**

#### III.3.7. Armatures de répartition :

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

Elément	Al (cm <sup>2</sup> )	Ar (cm <sup>2</sup> )	Aadp(cm <sup>2</sup> )
Sur appui	3.93	0.98	4HA10=3.14
Sur travée	5.65	1.41	5HA10=3.93

**Tableau III-10:Récapitulatif résultats de l'armature de répartition**

#### III.3.8. Espacement des armatures :

##### a- Armature longitudinale :

$$s_t \leq \min(3.e; 33) \Rightarrow s_t \leq \min(45; 33) \Rightarrow s_t \leq 33 \text{ cm}$$

#### Sur appui :

$$s_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} ; \quad \text{Soit : } s_t = 16.66 \text{ cm}$$

#### Sur travée :

$$s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} ; \quad \text{Soit : } s_t = 25 \text{ cm}$$

#### **b- Armature de Transversales :**

$$s_r \leq \min (4.e ; 45 \text{ cm}) = \min (60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

#### Sur appui :

$$s_r = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} ; \quad \text{Soit : } s_r = 33.33 \text{ cm}$$

#### Sur travée :

$$s_r = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} ; \quad \text{Soit : } s_r = 25 \text{ cm}$$

### **III..3.9. Vérification de l'effort tranchant CBA93 article (A.5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16530}{1000 \times 120} = 0.137 \text{ MPa}$$

Pour la fissuration est peu nuisible *BAEL* (Art: A. 5.1, 211) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

- **L'ELU :**  $\tau_u = 0.137 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée

### **III..3.10. VERIFICATION LA FLACHE BAEL91 (art B.6.5, 1):**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{435} \geq \frac{13.70}{10(16.12)} \Rightarrow 0.034 \geq 0.084 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.02}{100 \times 12} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0033 < 0.0105 \dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{435} \leq \frac{1}{15} \Rightarrow 0.0344 < 0.0625 \dots\dots \text{CV}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition:

$$\Delta f_t = f_v^g - f_v^j + f_v^p - f_i^g < f_{adm}$$

Avec:  $f_{adm} = L / 500$ , pour les éléments supports reposant sur 2 appuis

Et la portée  $L$ .

#### Calcul de la Flèche :

##### Position de centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec:  $\eta$  coefficient d'équivalence ( $\eta=15$ )

$$\frac{100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 5 \cdot 65 \times 12}{100 \times 15 + 15 \times 5 \cdot 65} = 7.74 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } Y_G' = h - Y_G = 15 - 7.74 = 7.26 \text{ cm}$$

$$\delta = d - Y_G = 12 - 7.74 = 4.26 \text{ cm}$$

##### Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + 15A(d - y^2)$$

$$I = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 5 \cdot 65 (12 - 7.74^2) = 24064.83 \text{ (cm}^2\text{)}$$

##### Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[ \left( \frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \times \left[ \left( \frac{15}{2} \right) - 7.74 \right]^2 + 15 \times 5 \cdot 65 \times (12 - 7.74)^2$$

$$I_0 = 16353.80 \text{ cm}^2$$

##### Deformation instantanées :

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

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.00470$$

##### Pour les Deformation instantanées :

$$; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa } b_0 = b$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.00470} = 4.468$$

**Déformation de longue durée :**

$$\lambda_i = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.00470} = 1.78 \approx 2$$

**Calcul du moment fléchissant d'E.L.S :**

$$g = \frac{(G_{palier} + L_{palier}) + (G_{paillasse} + L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

*g: c'est l'ensemble de la charge permanente*

*j: charge permanente sans revêtement.*

*ρ: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par*

*l'élément considéré*

$$g = \frac{(4790 + 1.50) + (7350 + 2.40)}{1.50 + 2.40} = 6366 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(4350 + 1.50) + (6366 + 2.40)}{1.50 + 2.40} = 5591 \text{ N/ml}$$

$$\rho = g + Q = 6366 + 2500 = 8866 \text{ N/ml}$$

$$\begin{aligned} M_g &= \frac{0.85 \times g \times L^2}{8} \\ &= \frac{0.85 \times 6366 \times 3.9^2}{8} \\ &= 10287.85 \text{ N.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_j &= \frac{0.85 \times j \times L^2}{8} \\ &= \frac{0.85 \times 5591 \times 3.9^2}{8} \\ &= 9035.40 \text{ N.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_p &= \frac{0.85 \times \rho \times L^2}{8} \\&= \frac{0.85 \times 8866 \times 3.9^2}{8} \\&= 14328.01 \text{ N.m}\end{aligned}$$

**Calcul des contraintes des tractions effective de l'armature :**

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 8866 = 886600 \Rightarrow \beta_1 = 0.886$$

$$\delta_s^j = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{9035.40}{5.65 \times 0.886 \times 120} = 150.41 \text{ MPa}$$

$$\delta_s^p = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{14328.01}{5.65 \times 0.886 \times 120} = 238.51 \text{ MPa}$$

$$\delta_s^g = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{10287.85}{5.65 \times 0.886 \times 120} = 171.26 \text{ MPa}$$

**Calcul du coefficient  $\mu$  :**

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.0047$$

$$\mu_j = 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \delta_s^j \times f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00470 \times 150.41 \times 2.1} \right] = 0.618$$

$$\mu_p = 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \delta_s^p \times f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00470 \times 238.51 \times 2.1} \right] = 0.390$$

$$\mu_g = 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \delta_s^g \times f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00470 \times 171.26 \times 2.1} \right] = 0.543$$

**Donc :**

$$I_{fv}^g = \frac{(1,1I_0)}{(1 + \lambda_v \times \mu_g)} = I_{fv}^g = \frac{(1,1 \times (1635.80))}{(1 + 2 \times 0.543)} = 8623.76 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = \frac{(1,1I_0)}{(1 + \lambda_i \times \mu_g)} = I_{fi}^g = \frac{(1,1 \times (1635.80))}{(1 + 4.46 \times 0.543)} = 5257.25 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = \frac{(1,1I_0)}{(1 + \lambda_v \times \mu_j)} = I_{fv}^j = \frac{(1,1 \times (1635.80))}{(1 + 2 \times 0.618)} = 8045.25 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{(1,1I_0)}{(1 + \lambda_i \times \mu_p)} = I_{fi}^p = \frac{(1,1 \times (1635.80))}{(1 + 4.46 \times 0.390)} = 6566.83 \text{ cm}^4$$

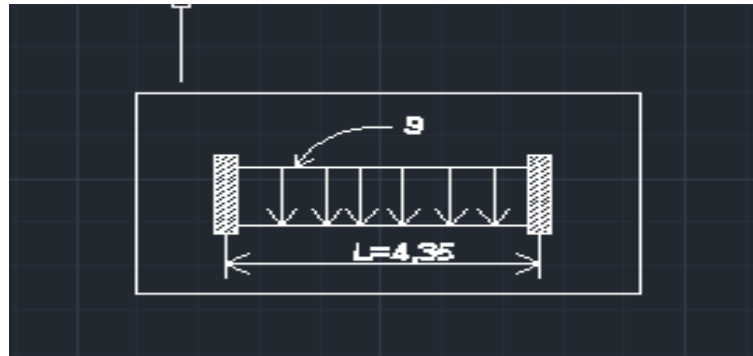
**Calcul de la flèche :**

$$E_i = 110000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.81 \text{ Mpa}$$







**Figure III.09 : La poutre palière**

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le **BAEL** et vérifié en considérant le RPA2024.

**Selon le BAEL91** A partir de la condition du flèche.

**La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10}$$

$$\Rightarrow 29 \leq h \leq 43.4$$

$$\Rightarrow \text{d'après le RPA on prend : } h=35\text{cm}$$

**La longueur b de la poutre palière doit être :**

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

$$\Rightarrow 16 \leq b \leq 32 \Rightarrow b=30$$

$$\Rightarrow \text{d'après le RPA on prend : } b=30\text{cm}$$

**Selon le RPA2024 ART (7.5.1)**

$$h \geq 30 : \text{Vérifier, } h=35 \dots \text{CV}$$

$$b \geq 25 : \text{Vérifier, } b=30 \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 < 4 : \text{Vérifier, } b=30 \dots \text{CV}$$

$$\Rightarrow \text{Donc on choisit une section de la poutre palière } (35 \times 30) \text{cm}^2$$

$$\text{Pois propre de la poutre : } g = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.63 \text{ kn}$$

### III.4.2. Evaluation des charges :

On prend une largeur d'escalier qui est :  $b = 1\text{ m}$

- poids du palier :  $G = 4.79\text{ kn/m}^2$      $Q = 2.5\text{ kn/m}^2$

- poids du paillasse :  $G = 7.35\text{ kn/m}^2$      $Q = 2.5\text{ kn/m}^2$

**La réaction d'escalier ou niveau du palier :**

$$P = p_{eq} \times \frac{L}{2} = \left( \frac{7.35 \times 1.5 + 4.79 \times 2.4}{1.5 + 2.4} \right) \times \frac{3.9}{2} = 11.26 \frac{\text{kn}}{\text{ml}}$$

**La surcharge :**

$$q = Q \times \frac{L}{2} = 2.5 \times \frac{3.9}{2} = 4.87 \frac{\text{kn}}{\text{ml}}$$

**Poids sur mure :**

$$p_m = G_m \times \frac{L}{2} - h_{p,sec} = 2.8 \times \left( \frac{3.06}{2} - 0.35 \right) = 3.30 \frac{\text{kn}}{\text{ml}}$$

### III.4.3. Calcul de la poutre en flexion :

**Combinaison d'action :**

**ELU :**

$$P_u = 1.35(g + p + p_m) + 1.5 q$$

$$P_u = 1.35(2.63 + 11.26 + 3.30) + 1.5 \times (4.87) = 30.51 \frac{\text{kn}}{\text{ml}}$$

**ELS :**

$$p_{ser} = (g + p + p_m + q) = (2.63 + 11.26 + 3.30 + 4.87) = 22.06 \frac{\text{kn}}{\text{ml}}$$

**Les sollicitations :**

**ELU :**

$$M_a = p_u \times \frac{L^2}{12} = 30510 \times \frac{4.35^2}{12} = 48110.54 \text{ N.m}$$

$$M_t = p_u \times \frac{L^2}{24} = 30510 \times \frac{4.35^2}{24} = 24055.22 \text{ N.m}$$

$$T_U = p_u \times \frac{L}{2} = 30510 \times \frac{4.35}{2} = 66359.25 \text{ N.m}$$

**ELS :**

$$M_a = p_s \times \frac{L^2}{12} = 22060 \times \frac{4.35^2}{12} = 34785.86 \text{ N.m}$$

$$M_t = p_s \times \frac{L^2}{24} = 22060 \times \frac{4.35^2}{24} = 17392.93 \text{ N.m}$$

$$T_U = p_s \times \frac{L}{2} = 22060 \times \frac{4.35}{2} = 47980.5 \text{ N.m}$$

element	$p_{eq}$ N.m	$M_a$ N.m	$M_t$ N.m	$T_{U,N.m}$
ELU	30510	48110.54	24055.22	66359.25
ELS	22060	34785.86	17392.93	47980.5

Tableau III-11: effort interne dans poutre palier



Figure III.10. Diagramme de moment.

#### III.4.4. Calcul du ferrailage à l'ELU :

##### Armatures longitudinales

On va calculer le balcon plus sollicité : fissuration peu nuisible on prend :

L'ELU :

$$f_c = 400 \text{ Mpa} \quad \delta_s = 14.2 \text{ Mpa} \quad \mu_l = 0.392 \quad C = 3 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}.$$

Sur appui :

$$\mu = \frac{M_U}{\delta_s \times b \times d^2} = \frac{48110.54}{14.2 \times 30 \times 32^2} = 0.110 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2(0.110)} \right] = 0.146$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.146) = 0.941$$

$$A = \frac{48110.54}{348 \times 0.941 \times 32} = 4.59 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 0 \text{ (la section est simplement armature)}$$

**Sur Travée :**

$$\mu = \frac{MT}{\delta_s \times b \times d^2} = \frac{24055.22}{14.2 \times 30 \times 32^2} = 0.055$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2(0.055)} \right] = 0.070$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.070) = 0.972$$

$$A = \frac{24055.22}{348 \times 0.972 \times 32} = 2.27 \text{ cm}^2$$

element	M <sub>u</sub> N.m	μ	α	β	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>
Appuis	48110.54	0.110	0.146	0.941	4.59
Travée	24055.22	0.055	0.070	0.972	2.27

**Tableau III-12 : effort interne dans poutre palier**

#### III.4.5. Verification:

##### a) Vérification à L'ELU:

**Condition de non fragilites:BAEL91(ART\_A.4.2)**

$$A_{min}^1 \geq 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.159 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage minimal : BAEL91(ART\_B.5.3.1)**

$$A_{min}^2 \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage minimal : RPA 2024(ART\_7.5.1.2)**

$$A_{min}^{RPA} \geq 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Donc  $A = \max (A_{min}^1 ; A_{min}^2 ; A_{min}^{RPA} ; A_u)$

Elément	$A_s cm^2$	$A_{min}^1 cm^2$	$A_{min}^2 cm^2$	$A_{min}^{RPA} cm^2$	$A_{max} cm^2$
Appuis	2.27	1.15	1.05	5.25	5.25
Travée	4.59	1.15	1.05	5.25	5.25

**Tableau III-13 : Le ferrailage de poutre palier.**

**DONC ON choisit la section de ferrailage après le calcul de la poutre palière à la torsion**

#### a) Vérification à L'ELS:

Tan que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et donc les armatures sont de type fe E400 ; la vérification de  $\delta b$  est inutile ; si la Condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \left( \frac{\gamma-1}{2} \right) + \left( \frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

élément	$M_u (N.m)$	$M_{ser} (N.m)$	$\gamma$	$f_{c28} (MPa)$	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	condition
Appuis	48110.54	34785.86	1.39	25	0.445	0.146	CV
Travée	24055.22	17392.93				0.070	CV

**Tableau III-14 : Vérification dans la poutre palier**

**Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{66359.25}{300 \times 320} = 0.691 MPa$$

**Comme la fissuration est peu nuisible :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right) = 2.16 MPa$$

$$L'ELU : \tau_u = 0.691 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.16 MPa$$

**Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

**Armatures transversales : D'après le RPA (art.7.5.2.2) :**

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

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_L\right)$$

$$\Rightarrow S \leq 9cm \Rightarrow S = 8cm$$

$A_t = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72cm$  ; Dans la zone nodale on adopte  
**2 HA8 (1.01 cm<sup>2</sup>)**

$$S \leq \frac{35}{4} \Rightarrow S \leq 20 cm \Rightarrow S = 18 cm ; \text{ Dans la zone courante}$$

**La quantité des armatures transversales :**

**Selon le BAEL91 : ..... (Art A.5.1,22)**

$$A_t \leq 0.4 b_0 \frac{S'}{b_0} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 30 \times \frac{18}{400} \Rightarrow A_t \geq 0.54 cm^2$$

**Selon le BAEL91 : ..... (Art A.5.1,23)**

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S' \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.8 f_e} = \frac{30 \times 18 \times (0.691 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.25 \Rightarrow A_t \geq 0.25 cm^2$$

**Selon le RPA 99 (ver. 2003....art 7.5.2.2) page 69**

$$A_t = 0.003 \times 18 \times 30 = 1.62 cm$$

$A_t = \max(A_{tBAEL}, A_{tRPA}) \Rightarrow A_t = A_{tRPA} = 1.62 cm^2$  ; Donc on adopte  
**4 HA8 (2.01 cm<sup>2</sup>)**

**III.4.6. Calcul de la poutre palière à la torsion :**

**La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier.**

$$M_{tor} = M_{app}(Escalier) = 6017 \quad N.m$$



Figure III -11 : schéma de la poutre palière à la torsion

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH BAEI 91(art .A.5.4) ; le moment de torsion maximale :

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée  $e = b_t = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5$

$\Omega$  : L'aire du Contour tracé à mi épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (h - e) + (b - e) \Rightarrow = (h - b_t) + (b - b_t) = (35 - 5) + (30 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{6017}{2 \times 750 \times 5} = 0.802 \text{ Mpa}$$

**Résistance en torsion et flexion :**

$$\tau_u^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{ultim})^2 \quad (\text{section pleine}) \dots\dots(\text{BAEL 91 VER 99 ART 5.4.3})$$

$$\tau_u^2 + \tau_v^2 \leq (0.802)^2 + (0.691)^2 = 1.120 \text{ Mpa} \leq (3.25)^2 = 10.56 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**a) Les armatures en longitudinales :**

$$\sum A_l = \frac{U \times M_{tor}}{2 \times \Omega \times \delta s}$$

U : Le périmètre du contour d'aire  $\Omega$  de la section efficace

$\sum A_l$  : la des sommes des section aciers longitudinaux

$T_u$  : le moment de la torsion maximale

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{110 \times 6017}{2 \times 750 \times 348} = 1.267 \text{ cm}^2$$

**b) Les armatures transversales :**

$$A_T = \frac{T_u \times \dot{S}_t}{2 \times \Omega \times \delta_s} \Rightarrow \frac{6017 \times 18}{2 \times 750 \times 348} = 0.2074 \text{ cm}^2$$

**C) Section minimale des armatures BAEL91 :**

$$1) \frac{\sum A_l \times f_e}{b_0 \times \dot{S}_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{1.267 \times 400}{5 \times 110} \text{ cm}^2 = 0.921 \text{ Mpa} > 0.4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$$

$$2) \frac{\sum A_t \times f_e}{b_0 \times \dot{S}_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{0.2074 \times 400}{5 \times 18} = 0.93 \text{ Mpa} > 0.4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$$

**Condition de la Flèche :**

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{435} = 0.080 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots CNV$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{35}{435} = 0.080 > \frac{17.04}{10(20.05)} = 0.084 \dots \dots \dots CNV$$

$$3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{1.20}{300 \times 320} = 0.0025 < \frac{4.20}{400} = 0.010 \dots \dots \dots CNV$$

**III.4.7. Calcul de la flèche : BAEL91(ART :B.6.5.1) :**

Pour une poutre encastree dans ses extremités ; la flèche est :

$$I = \frac{P \times L^2}{348 \times E \times I}$$

$I = l'$  inertie de la poutre

$$I = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187.5 \text{ cm}^4 = 10.17 \text{ m}$$

E = module de YOUNG  $E = 3.2 \times 10^5 \text{ dan/cm}^2$

L = LONGUEUR DE LA POUTRE  $L = 4.35 \text{ m}$

$$P = P_u = 1.35(g + p + P_m) + 1.5q = 30.51 \text{ N/ml}$$



$$f = \frac{30510 \times 4.35^4}{348 \times 3.2 \times 10^5 \times 10.71} = 0.0091 \text{ m} = 0.91 \text{ cm}$$

$$f = 0.91 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{435}{1000} + 0.5 = 0.935 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

#### III.4.8. Les armatures totales :

1) Les armatures en longitudinales :  $A_l^{tot} = A_l^{fl} + 1.27$

$$\text{Nappe supérieure : } A_l^{tot} = A_l^{fl} + \frac{A_l^{tor}}{2} \Rightarrow A_l^{tot} = 4.9 + \frac{1.27}{2} = 5.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soi : } A_l^{tor} = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nappe inférieure : } A_l^{tot} = A_l^{fl} + \frac{A_l^{tor}}{2} \Rightarrow A_l^{tot} = 2.27 + 0.635 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soi : } A_l^{tor} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

2) Les armatures transversales :  $A_l^{tot} = A_l^{fl} + A_l^{tor}$

$$A_l^{tot} = 1.64 + 0.22 = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc soit : } A_l^{tot} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

#### III.4.9. Dessin de ferrailage de la poutre palière :

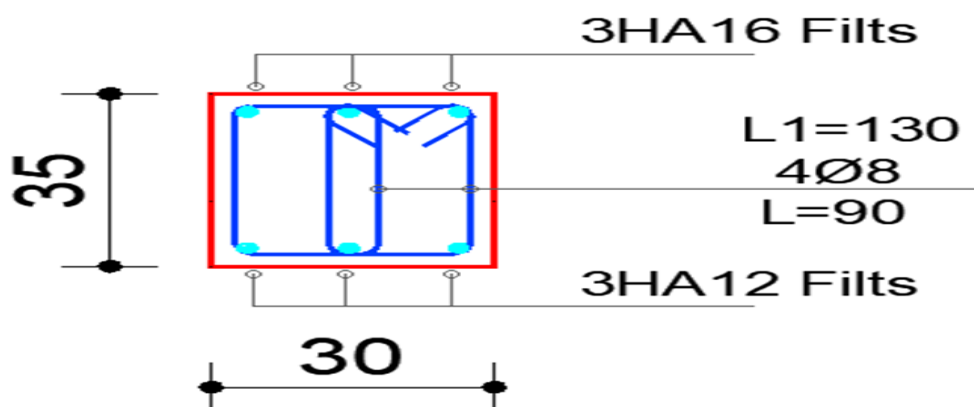


Figure III -12 : ferrailage de la poutre palière

# **Chapitre IV**

## **Les planchés**

### **Les planché :**

#### **IV.1.Introduction :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique

#### **Fonctions du plancher :**

- Résistance mécanique.
- Rigidité aux déformations.
- Etanchéité.
- Isolation thermique.
- Résistance à l'incendie accidentel.
- Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- Economique de matières et de fabrication

■ On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

Plancher à corps creux (16+4) pour tous les étages.

#### **IV.2. Type des poutrelles :**

On a 4 types des poutrelles continues dans **le plancher terrasse** et 4 types des poutrelles continues dans **le plancher étage courant**

##### **a- Le plancher terrasse :**

#### **IV.3. Méthode de calcul :**

Les conditions d'applications de la méthode forfaitaire imposées par le **BAEL 91/99** Sont les suivantes :

- **Conditions d'application de la méthode forfaitaire pour le plancher étage courant :**

**G = 5.3 KN**



### IV.3.1Détermination sollicitations :

#### IV.3.1.Etude terrasse inaccessible :

Nous avons un 4 type des poutrelles à calculer :

**Type 01** : plancher repose sur (10) appuis-----

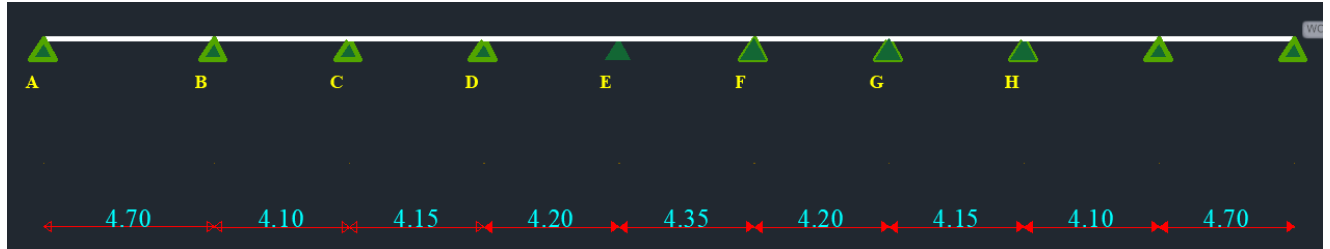


Figure IV - 01: terrasse inaccessible

$$G = 6.3 \text{ KN/m}^2$$

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

- Calcul  $\alpha$  rapport des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.3} = 0.137$$

- Calcul des moments :

- $1 + 0.3 \alpha = 1 + (0.3 \times 0.13) = 1.041$

- $\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} = \frac{1.2 + (0.3 \times 0.13)}{2} = 0.621$

- $\frac{1 + 0.3 \alpha}{2} = \frac{1 + (0.3 \times 0.13)}{2} = 0.521$

$M_o$  : Moment Isostatique d'une travée.

$M_t$  : Moment d'une travée.

$M_d$  : Moment droit. ;  $M_g$  : Moment gauche

- ELU :

$$P_{ut} = (1.35 G + 1.5Q) \times 0.63$$

$$P_{ut} = ((1.35 \times 6.3) + (1.5 \times 1)) \times 0.6$$

$$P_{ut} = 6.00 \text{ KN/ml} = 6000 \text{ N/ml}$$

- ELS :

$$P_s = (G+Q). E = (6.3+1) \times 0.6 = 4.38 \text{KN/ml} = 4380 \text{ N/ml}$$

**Les moments isostatique en travée :**

**Les moments isostatiques :**  $M_0 = \frac{P_u \cdot L^2}{8}$

$$M_0 = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.00 \times 4.70^2}{8} = 16.57 \text{KN.m}$$

$$M_1 = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.00 \times 4.10^2}{8} = 12.614 \text{KN.m}$$

$$M_2 = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.00 \times 4.15^2}{8} = 12.923 \text{KN.m}$$

$$M_3 = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.00 \times 4.20^2}{8} = 13.273 \text{KN.m}$$

$$M_4 = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.00 \times 4.35^2}{8} = 14.199 \text{KN.m}$$

$$M_5 = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.00 \times 4.20^2}{8} = 13.273 \text{KN.m}$$

$$M_6 = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.00 \times 4.15^2}{8} = 12.923 \text{KN.m}$$

$$M_7 = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.00 \times 4.10^2}{8} = 12.614 \text{KN.m}$$

$$M_8 = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.00 \times 4.70^2}{8} = 16.57 \text{KN.m}$$

**Les moments en appuis A :**

$$M_A = 0.2 M_0 = 0.2 \times 16.57 = 3.31$$

**Les moments en appuis B :**

$$M_B = 0.5 \max (M_0 ; M_1) = 0.5 \times 16.57 = 8.28$$

### **Les moments en appuis C :**

$$M_C = 0.4 \max (M_1 ; M_2) = 0.4 \times 12.923 = 5.17$$

### **Les moments en appuis D :**

$$M_D = 0.4 \max (M_2 ; M_3) = 0.4 \times 13.273 = 5.3$$

### **Les moments en appuis E :**

$$M_E = 0.4 \max (M_3 ; M_4) = 0.4 \times 14.199 = 5.68$$

### **Les moments en appuis F :**

$$M_F = 0.4 \max (M_4 ; M_5) = 0.4 \times 14.199 = 5.68$$

### **Les moments en appuis G :**

$$M_G = 0.4 \max (M_5 ; M_6) = 0.4 \times 13.273 = 5.3$$

### **Les moments en appuis H :**

$$M_H = 0.4 \max (M_5 ; M_6) = 0.4 \times 13.27 = 6.6$$

### **Les moments en appuis I :**

$$M_I = 0.5 (M_6 ; M_7) = 0.5 \times 12.923 = 6.5$$

### **Les moments en appuis J :**

$$M_J = 0.2 (M_8) = 0.2 \times 16.57 = 3.31$$

#### **➤ ELU :**

#### **A- Les moments En Travée :**

- **Travée de rive : (A-B) de rive :**

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05 M_o ; (1 + 0.3\alpha)M_o) - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_o \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max [1.05 \times 16.56 ; 1.04 \times 16.56] - \frac{8.28 + 3.32}{2} \\ 1.241 M_o \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 11.6 \\ 10.29 \end{array} \right.$$

$$M_t = 11.6$$

- Travée d'intermédiaire : (B-C) :

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05 M_1; (1 + 0.3\alpha)M_1) - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_1 \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max [1.05 \times 12.614; 1.04 \times 12.614] - \frac{8.28+5.17}{2} \\ (1.041 \times 12.614)/2 \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 6.5 \\ 6.6 \end{array} \right.$$

$$M_t = 6.6$$

- Travée de d'intermédiaire : (C-D) :

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05 M_2; (1 + 0.3\alpha)M_2) - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_2 \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max [1.05 \times 12.923; 1.04 \times 12.923] - \frac{5.3+5.17}{2} \\ (1.041 \times 12.923)/2 \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 8.3 \\ 8.2 \end{array} \right.$$

$$M_t = 8.3$$

- Travée d'intermédiaire: (D-E) :

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05 M_3; (1 + 0.3\alpha)M_3) - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_3 \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max [1.05 \times 13.273; 1.04 \times 13.273] - \frac{5.3+5.68}{2} \\ (1.041 \times 13.273)/2 \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 8.4 \\ 6.9 \end{array} \right.$$

$$M_t = 8.4$$



- Travée de d'intermédiaire : (E-F) :

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05 M_4; (1 + 0.3\alpha)M_4) - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_4 \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max [1.05 \times 14.199; 1.04 \times 14.199] - \frac{5.68+5.68}{2} \\ (1.041 \times 14.199)/2 \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 9.2 \\ 7.4 \end{array} \right.$$

$$M_t = 9.2$$

- Travée de d'intermédiaire : (F-G) :

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05 M_5; (1 + 0.3\alpha)M_5) - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_5 \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max [1.05 \times 13.273; 1.04 \times 13.273] - \frac{5.3+5.68}{2} \\ (1.041 \times 13.273)/2 \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 8.44 \\ 6.9 \end{array} \right.$$

$$M_t = 8.44$$

- Travée d'intermédiaire : (G-H) :

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05 M_6; (1 + 0.3\alpha)M_6) - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_6 \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max [1.05 \times 12.923; 1.04 \times 12.923] - \frac{5.3+6.6}{2} \\ (1.041 \times 12.923)/2 \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 7.6 \\ 6.7 \end{array} \right.$$

$$M_t = 7.6$$

- Travée d'intermédiaire : (H-I) :

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05 M_7; (1 + 0.3\alpha)M_7) - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_7 \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max [1.05 \times 12.614; 1.04 \times 12.614] - \frac{6.5+6.6}{2} \\ (1.041 \times 12.614)/2 \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 6.7 \\ 6.6 \end{array} \right.$$

$$M_t = 6.7$$

- Travée d'intermédiaire: (I-J) :

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05 M_8; (1 + 0.3\alpha)M_8) - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_8 \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max [1.05 \times 16.57; 1.04 \times 16.57] - \frac{6.5 + 3.31}{2} \\ (1.241 \times 16.57)/2 \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 12.5 \\ 10.28 \end{array} \right.$$

$$M_t = 12.5$$

**1-Les moments En Travée :**

Les moments	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I	I-J
<b>M isostatique (KN.m)</b>	16.57	12.614	12.923	13.273	14.199	13.273	12.923	12.614	16.57
<b>Mt (KN.m)</b>	11.6	6.6	8.3	8.4	9.2	8.44	7.6	6.7	12.5

**Tableau IV – 01 : Les moments En Travée**

**2-Les moments sur Appuis**

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
	0.2M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.2M <sub>0</sub>
<b>M<sub>a</sub>KN.m</b>	3.31	8.28	5.17	5.3	5.68	5.68	5.3	6.6	6.5	3.31

**Tableau IV – 02 : Les moments sur Appuis**

**b- Les efforts tranchants :**

$$T_d = -\frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \quad . \quad T_g = \frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

- Travée de rive : (A-B) :

$$T_d = -\frac{16.57 \times 4.70}{2} + \frac{8.28 - 3.31}{4.70} = -37.88 \text{KN}$$

$$T_g = \frac{16.57 \times 4.70}{2} + \frac{8.28 - 3.31}{4.70} = 40.00 \text{KN}$$

- Travée intermédiaire : (B-C) :

$$T_d = -\frac{12.614 \times 4.10}{2} + \frac{5.17 - 8.28}{4.10} = -26.6 \text{KN}$$

$$T_g = \frac{12.614 \times 4.10}{2} + \frac{5.17 - 8.28}{4.10} = 25.1 \text{KN}$$

- **Travée intermédiaire : (C-D) :**

$$T_d = -\frac{12.923 \times 4.15}{2} + \frac{5.3 - 5.17}{4.15} = -26.78 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{12.923 \times 4.15}{2} + \frac{5.3 - 5.17}{4.15} = 26.8 \text{ KN}$$

- **Travée intermédiaire : (D-E) :**

$$T_d = -\frac{13.273 \times 4.20}{2} + \frac{5.68 - 5.3}{4.20} = -27.78 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{13.273 \times 4.20}{2} + \frac{5.68 - 5.3}{4.20} = 27.96 \text{ KN}$$

- **Travée de rive : (E-F) :**

$$T_d = -\frac{14.199 \times 4.35}{2} + \frac{5.68 - 5.68}{4.35} = -30.88 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{14.199 \times 4.35}{2} + \frac{5.68 - 5.68}{4.35} = 30.88 \text{ KN}$$

- **Travée de rive : (F-G) :**

$$T_d = -\frac{13.273 \times 4.20}{2} + \frac{5.3 - 5.68}{4.20} = -27.96 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{13.273 \times 4.20}{2} + \frac{5.3 - 5.68}{4.20} = 27.78 \text{ KN}$$

- **Travée de rive : (G-H) :**

$$T_d = -\frac{12.923 \times 4.15}{2} + \frac{6.6 - 5.3}{4.15} = -26.50 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{12.923 \times 4.15}{2} + \frac{6.6 - 5.3}{4.15} = 27.08 \text{ KN}$$

- **Travée de rive : (H-I) :**

$$T_d = -\frac{12.614 \times 4.10}{2} + \frac{6.5 - 6.6}{4.10} = -25.88 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{12.614 \times 4.10}{2} + \frac{6.5 - 6.6}{4.10} = 25.83 \text{ KN}$$

- **Travée de rive : (I-J) :**

$$T_d = -\frac{16.57 \times 4.70}{2} + \frac{3.31 - 6.5}{4.70} = -39.61 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{16.57 \times 4.70}{2} + \frac{3.31 - 6.5}{4.70} = 38.26 \text{ KN}$$

### 3-Tableau représentatif :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ
<b>M isostatique (KN.m)</b>	-37.88	-26.6	-26.78	-27.78	-30.88	-27.96	-26.50	-25.88	-39.61
<b>Mt (KN.m)</b>	40.0	25.1	26.8	27.96	30.88	27.78	27.08	25.83	38.26

Tableau IV – 03 : Tableau représentatif

### 4-Diagramme a ELU : Plancher terrasse (Type 1)

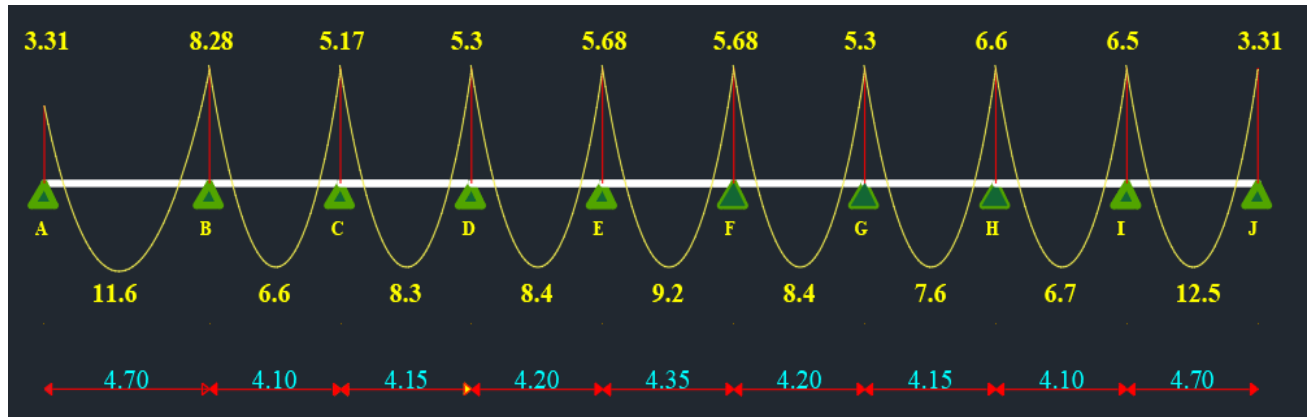


Figure IV- 02:Diagramme de moment ELU

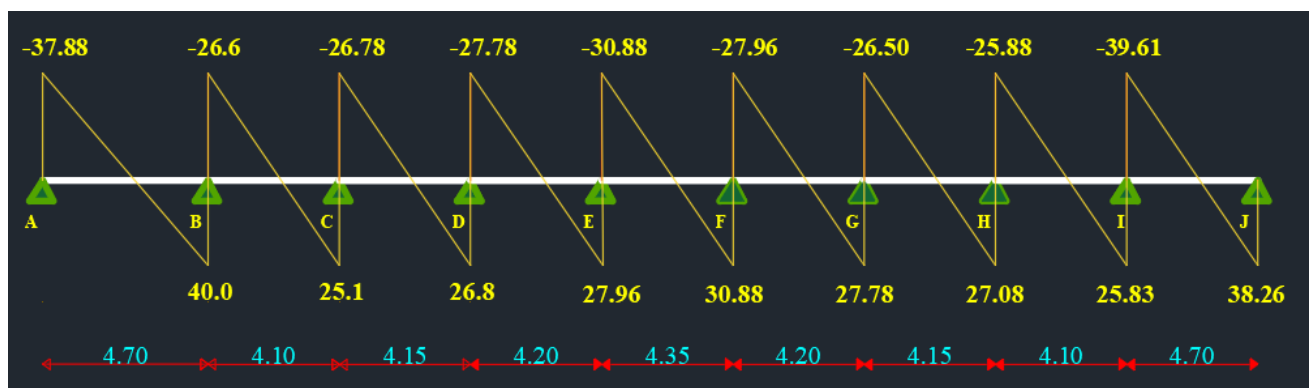


Figure IV- 03:Diagramme de l'effort tranchant ELU

➤ ELS :

$P_s = 4.38 \text{ KN/ml}$  → Les moments isostatiques :  $M_0 = \frac{P_s \cdot L^2}{8}$

## Chapitre IV :Les planchés

### A- Les moments En Travée :

Les moments	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I	I-J
M isostatique (KN.m)	11.266	8.573	8.783	8.996	9.650	8.996	8.783	8.573	8.39
Mt (KN.m)	8.07	4.57	5.81	5.86	6.43	5.86	5.37	6.09	8.39

Tableau IV – 04 : Les moments En Travée

### B- Les moments sur Appuis :

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
	0.2M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.2M <sub>0</sub>
M <sub>a</sub> KN.m	3.12	7.79	4.86	4.98	5.34	5.34	4.97	3.42	4.39	2.25

Tableau IV – 05 : Les moments sur Appuis

### C- L'effort tranchant:

$$T_d = -\frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \quad . \quad T_g = \frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

### Tableau représentatif :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ
T <sub>d</sub> (KN)	-25.48	-18.29	-18.19	-18.80	-20.98	-18.98	-18.59	-17.33	-20.17
T <sub>g</sub> (KN)	27.47	16.86	18.28	18.97	20.98	-18.98	-18.59	-17.33	-20.17

Tableau IV – 06 : Tableau représentatif :

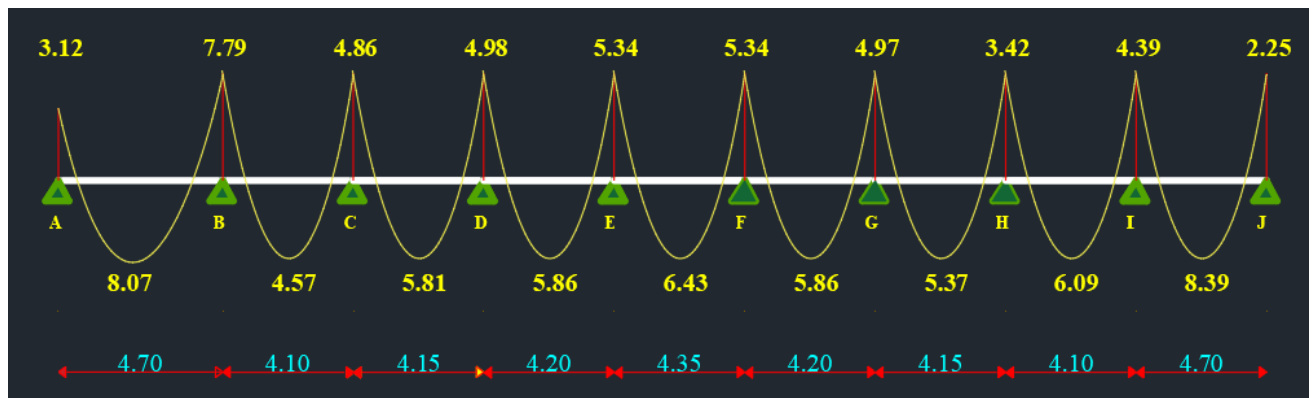


Figure IV 04:Diagramme de moment ELU

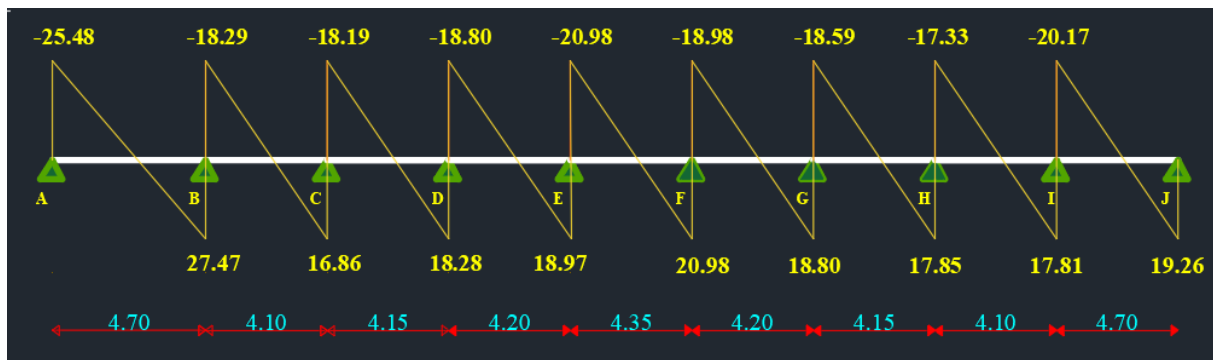


Figure IV 05:Diagramme de l'effort tranchant ELU

Type 01 :plancher repose sur (8) appuis-----



Figure IV 06 : plancher.

Les moments isostatiques :  $M_0 = \frac{P_u \cdot L^2}{8}$

$$M_0 = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.00 \times 4.10^2}{8} = 12.61 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.00 \times 4.15^2}{8} = 12.92 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.00 \times 4.20^2}{8} = 13.23 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.00 \times 4.35^2}{8} = 14.199 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.00 \times 4.20^2}{8} = 13.237 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.00 \times 4.15^2}{8} = 12.923 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.00 \times 4.10^2}{8} = 12.614 \text{ KN.m}$$

**Les moments en appuis A :**

$$M_A = 0.2M_0 = 0.2 \times 12.61 = 2.52$$

**Les moments en appuis B :**

$$M_B = 0.5 \max (M_0 ; M_1) = 0.5 \times 13.23 = 6.615$$

**Les moments en appuis C :**

$$M_C = 0.4 \max (M_1 ; M_2) = 0.4 \times 12.92 = 5.16$$

**Les moments en appuis D :**

$$M_D = 0.4 \max (M_2 ; M_3) = 0.4 \times 13.23 = 5.29$$

**Les moments en appuis E :**

$$M_D = 0.4 \max (M_3 ; M_4) = 0.4 \times 14.199 = 5.680$$

**Les moments en appuis F :**

$$M_D = 0.4 \max (M_4 ; M_5) = 0.4 \times 14.199 = 5.680$$

**Les moments en appuis G :**

$$M_D = 0.5 \max (M_5 ; M_6) = 0.5 \times 13.237 = 6.618$$

**Les moments en appuis H :**

$$M_D = 0.2 \max (M_6 ; M_7) = 0.2 \times 12.614 = 2.52$$

➤ **ELU :**

**A- Les moments En Travée :**

- **Travée de rive : (A-B) de rive :**

$$M_t = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0) - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t = 8.752$$

- **Travée d'intermédiaire : (B-C) :**

$$M_t = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05 M_1 ; (1 + 0.3\alpha)M_1) - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_1 \end{array} \right.$$

$$M_t = 7.691$$

- Travée de d'intermédiaire: (C-D) :

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05 M_2; (1 + 0.3\alpha)M_2) - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_2 \end{array} \right.$$

$$M_t = 8,411$$

- Travée de d'intermédiaire: (D-E) :

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05 M_2; (1 + 0.3\alpha)M_2) - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_2 \end{array} \right.$$

$$M_t = 9,229$$

- Travée de d'intermédiaire: (E-F) :

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05 M_2; (1 + 0.3\alpha)M_2) - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_2 \end{array} \right.$$

$$M_t = 8,411$$

- Travée de d'intermédiaire: (F-G) :

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05 M_2; (1 + 0.3\alpha)M_2) - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_2 \end{array} \right.$$

$$M_t = 7,691$$

- Travée de rive : (G-H) de rive :

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05 M_o; (1 + 0.3\alpha)M_o) - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_o \end{array} \right.$$

$$M_t = 8,752$$

Les moments	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
M isostatique (KN.m)	12,614	12,923	13,237	14,199	13,237	12,923	12,614
Mt (KN.m)	8,752	7,691	8,411	9,229	8,411	7,691	8,752

Tableau IV – 07 : Les moments



**A- Les moments sur Appuis :**

	A	B	C	D	E	F	G	H
	0.2M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.2M <sub>0</sub>
M <sub>a</sub> KN.m	2,523	6,462	5,295	5,680	5,680	5,295	6,462	2,523

**Tableau IV – 08 : Les moments sur Appuis**

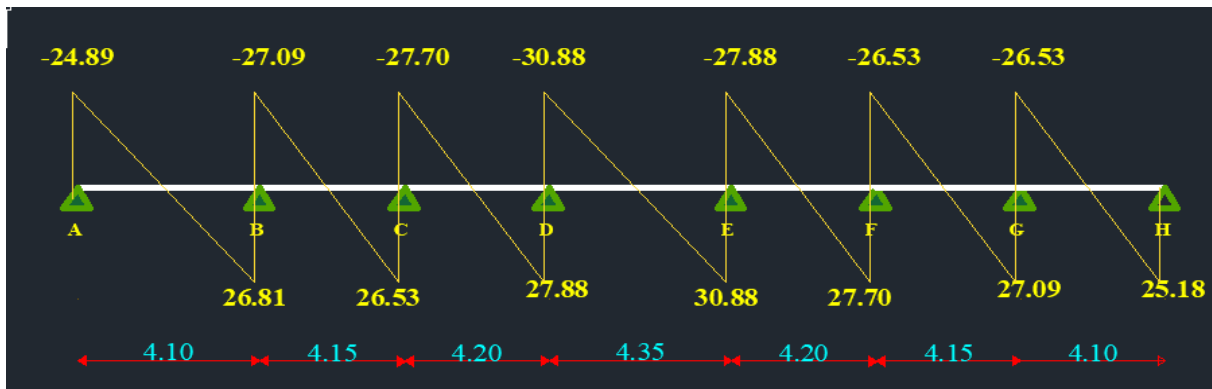
**A- L'effort tranchant:**

$$T_d = -\frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \quad . \quad T_g = \frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

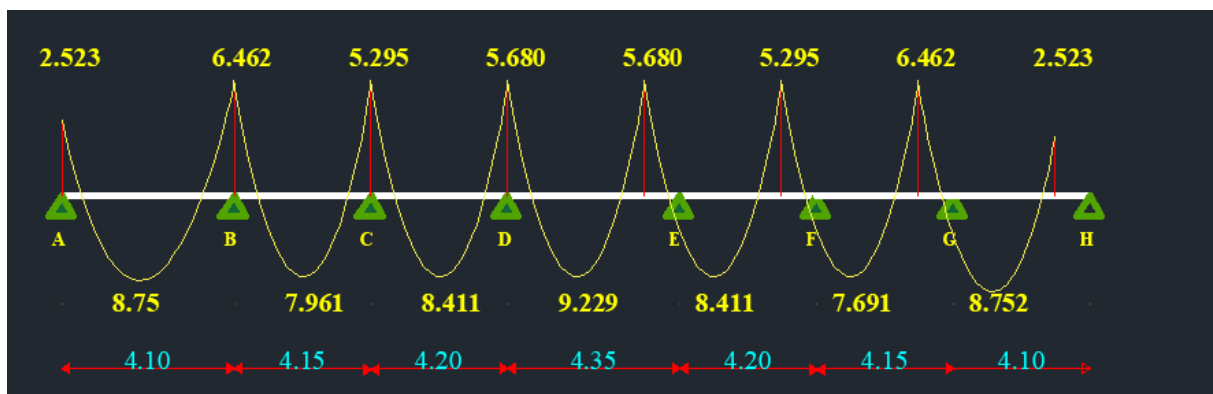
**Tableau représentatif :**

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
<b>T<sub>d</sub>(KN)</b>	-24.89	-27.09	-27.70	-30.88	-27.88	-26.53	-26.53
<b>T<sub>g</sub>(KN)</b>	26.81	26.53	27.88	30.88	27.70	27.09	25.18

**Tableau IV – 09 : Tableau représentatif**



**Figure IV 07:Diagramme de l'effort tranchant ELU**



**Figure IV 08:Diagramme de moment ELU**

## Chapitre IV : Les planchers

### ➤ ELS :

$$P_s = 4.38 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{Les moments isostatiques : } M_0 = \frac{P_s \cdot L^2}{8}$$

Les moments	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
<b>M isostatique (KN.m)</b>	9,203	9,429	9,658	10,360	9,658	9,429	9,203
<b>Mt (KN.m)</b>	6,386	5,612	6,137	6,734	6,137	5,612	6,386

Tableau IV – 10 : Les moments En ELS

### B- Les moments sur Appuis :

	A	B	C	D	E	F	G	H
	0.2M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.2M <sub>0</sub>
<b>M<sub>a</sub>KN.m</b>	2,523	6,462	5,295	5,680	5,680	5,295	6,462	2,523

Tableau IV – 11 : Les moments sur Appuis

### C- L'effort tranchant:

$$T_d = -\frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \quad . \quad T_g = \frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

### Tableau représentatif :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
<b>Td(KN)</b>	-17.90	-19.84	-20.19	-22.53	-20.37	-19.28	-19.82
<b>Tg(KN)</b>	19.82	19.28	20.37	22.53	20.19	19.84	17.90

Tableau IV – 12 : Tableau représentatif

Type 01 : plancher repose sur (4) appuis-----

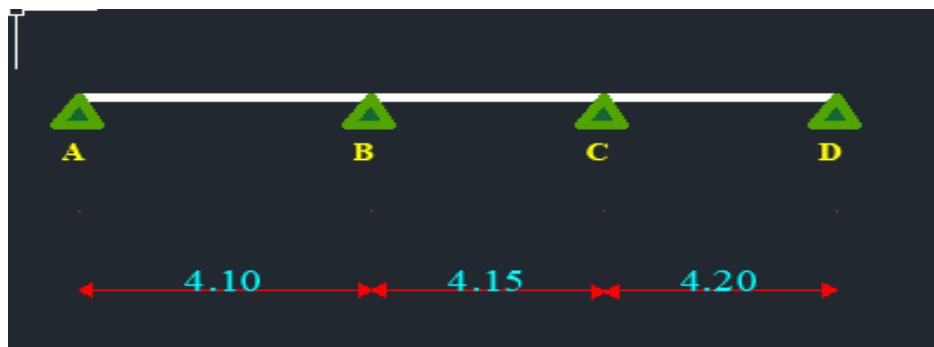


Figure IV 09: plancher

### ➤ ELU :

PU = 6.00 KN/ml

#### 1-Les moments En Travée :

Les moments	A-B	B-C	C-D
M isostatique (KN.m)	12.61	12.92	13.23
Mt (KN.m)	9,266	7,030	8,752

Tableau IV – 13 : Les moments En Travée ELU

#### 2-Les moments sur Appuis

	A	B	C	D
	0.2M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>
M <sub>a</sub> KN.m	2.52	6,462	6,618	2,647

Tableau IV – 14 : Les moments sur Appuis ELU

#### Tableau représentatif :

Travée	AB	BC	CD
T <sub>d</sub> (KN)	-13,267	-12,494	-11,661
T <sub>g</sub> (KN)	11,345	12,418	13,552

Tableau IV – 15 : Représentatif ELU

### ➤ ELS :

P<sub>s</sub> = 4.38KN/ml

#### 1-Les moments En Travée :

Les moments	A-B	B-C	C-D
M isostatique (KN.m)	9,203	9,429	9,658
Mt (KN.m)	3,278	5,129	3,380

Tableau IV – 16 : Les moments sur Travée ELU

#### 2-Les moments sur Appuis

	A	B	C	D
	0.2M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.2M <sub>0</sub>
M <sub>a</sub> KN.m	1,841	4,715	4,829	1,932

Tableau IV – 17 : Les moments sur Appuis ELU

**Tableau représentatif :**

Travée	AB	BC	CD
$T_d(KN)$	-19.56	-19.60	-19.59
$T_g(KN)$	18.16	19.53	20.97

**Tableau IV – 18 : Tableau représentatif**

**Type 01 :**plancher repose sur (3) appuis-----



**Figure IV 10: plancher repose**

**Les moments des travées :**

Les moments	A-B	B-C
$M$ isostatique (KN.m)	13,237	12,923
$M_t$ (KN.m)	8,604	8,306

**Tableau IV – 19 : Les moments des travées**

**Les moments des appuis :**

	A	B	C
	$0.2M_0$	$0.6M_0$	$0.2M_0$
$M_a$ KN.m	2,647	7,942	2,585

**Tableau IV – 20 : Les moments des appuis**

**Tableau représentatif :**

Travée	AB	BC
$T_d(KN)$	-19.021	-20.85
$T_g(KN)$	21.54	18.27

**Tableau IV – 21 : Tableau représentatif**

### ➤ ELS :

$$P_s = 4.38 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad \text{Les moments isostatiques : } M_0 = \frac{P_s \cdot L^2}{8}$$

Les moments	A-B	B-C
M isostatique (KN.m)	9,658	9,429
Mt (KN.m)	7,861	5,711

Tableau IV – 22 : Les moments

### C- Les moments sur Appuis :

	A	B	C
	0.2M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>
M <sub>a</sub> KN.m	2,647	7,942	2,585

Tableau IV – 23 : Les moments sur Appuis

### B- L'effort tranchant:

$$T_d = -\frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \quad . \quad T_g = \frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

### Tableau représentatif :

Travée	AB	BC
T <sub>d</sub> (KN)	-20.91	-20.85
T <sub>g</sub> (KN)	19.65	18.27

Tableau IV – 24 : Tableau représentatif

### IV.3.3. Etude terrasse accessible :

Nous avons un 4 type des poutrelles à calculer :

**Type 01** : plancher repose sur (10) appuis

$$G = 5.3 \text{ KN/m}^2$$

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

- Calcul  $\alpha$  rapport des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 5.3} = 0.221$$

- **Calcul des moments :**

- $1 + 0.3 \alpha = 1 + (0.3 \times 0.221) = 1.066$

- $\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} = \frac{1.2 + (0.3 \times 0.13)}{2} = 0.633$

- $\frac{1 + 0.3 \alpha}{2} = \frac{1 + (0.3 \times 0.13)}{2} = 0.533$

type 01 : plancher repose sur (10) appuis

➤ **ELU :**

$P_s = 5.643 \text{ KN/ml}$

**1-Les moments En Travée :**

Les moments	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I	I-J
<b>M isostatique (KN.m)</b>	15,582	11,857	12,148	12,443	13,347	12,443	12,148	11,857	15.58
<b>Mt (KN.m)</b>	11,159	6,321	8,034	8,108	8,892	8,108	7,427	8,419	11.1

Tableau IV – 25 : Les moments En Travée

**2-Les moments sur Appuis**

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
	0.2M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.2M <sub>0</sub>
<b>M<sub>a</sub>KN.m</b>	3,116	7,791	4,859	4,977	5,339	5,339	4,977	6,074	2,371	3.116

Tableau IV – 26 : Les moments sur Appuis

**Tableau représentatif :**

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ
<b>T<sub>d</sub>(KN)</b>	-35.62	-25.02	-25.17	-26.04	-29.03	-26.2	-24.94	-23.73	-36.45
<b>T<sub>g</sub>(KN)</b>	37.61	23.59	25.23	26.21	29.03	26.04	25.47	24.88	36.77

Tableau IV – 27 : Tableau représentatif

➤ **ELS :**

$P_s = 4.08 \text{ KN/ml}$

**1-Les moments En Travée :**

Les moments	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I	I-J
<b>M isostatique (KN.m)</b>	11,266	8,573	8,783	8,996	9,650	8,996	8,783	8,573	11.265
<b>Mt (KN.m)</b>	8,068	4,570	5,809	5,862	6,429	5,862	5,370	6,087	8.06

Tableau IV – 28 : Les moments En Travée

### 2- Les moments sur Appuis

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
	0.2M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.2M <sub>0</sub>
<b>M<sub>a</sub>KN.m</b>	<b>2,253</b>	<b>5,633</b>	<b>3,513</b>	<b>3,599</b>	<b>3,860</b>	<b>3,860</b>	<b>3,599</b>	<b>4,392</b>	<b>-1,715</b>	<b>2.253</b>

Tableau IV – 29 : Les moments sur Appuis

Tableau représentatif :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ
<b>T<sub>d</sub>(KN)</b>	-25.75	-18.09	-18.20	-18.82	-20.98	-18.95	-18.03	-19.06	-25.62
<b>T<sub>g</sub>(KN)</b>	27.19	17.05	18.25	18.95	20.98	18.83	18.42	16.09	27.16

Tableau IV – 30 : Tableau représentatif

### PLANCHER TYPE 8 APPUIS

➤ ELU

$$P_u = 5.643 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad \text{Les moments isostatiques : } M_0 = \frac{P_s \cdot L^2}{8}$$

Les moments sur travée :

Les moments	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
<b>M isostatique (KN.m)</b>	<b>11,857</b>	<b>12,148</b>	<b>12,443</b>	<b>13,347</b>	<b>12,443</b>	<b>12,148</b>	<b>11,857</b>
<b>Mt (KN.m)</b>	<b>8,419</b>	<b>7,427</b>	<b>8,108</b>	<b>8,892</b>	<b>8,108</b>	<b>7,427</b>	<b>8,419</b>

Tableau IV – 31 : Les moments sur travée

D- Les moments sur Appuis :

	A	B	C	D	E	F	G	H
	0.2M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.2M <sub>0</sub>
<b>M<sub>a</sub>KN.m</b>	<b>2,371</b>	<b>6,074</b>	<b>4,977</b>	<b>5,339</b>	<b>5,339</b>	<b>4,977</b>	<b>6,074</b>	<b>2,371</b>

Tableau IV – 32 : Les moments sur travée

C- L'effort tranchant:

$$T_d = -\frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \quad . \quad T_g = \frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

## Chapitre IV :Les planchés

Tableau représentatif :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
<b><math>T_d(KN)</math></b>	-23.40	-25.47	-26.04	-29.02	-26.21	-24.94	-25.21
<b><math>T_g(KN)</math></b>	25.21	24.94	26.21	29.02	26.04	25.47	23.40

Tableau IV – 33 : Les moments sur travée

➤ ELS :

$$P_s = 4.08 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad \text{Les moments isostatiques : } M_0 = \frac{P_s \cdot L^2}{8}$$

Les moments	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
<b>M isostatique (KN.m)</b>	8,573	8,783	8,996	9,650	8,996	8,783	8,573
<b>Mt (KN.m)</b>	6,386	5,612	6,137	6,734	6,137	5,612	6,386

Tableau IV – 34 : ELS

E- Les moments sur Appuis :

	A	B	C	D	E	F	G	H
	0.2M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.2M <sub>0</sub>
<b>M<sub>a</sub>KN.m</b>	1,715	4,392	3,599	3,860	3,860	3,599	4,392	1,715

Tableau IV – 35 : Les moments sur Appuis

D- L'effort tranchant:

$$T_d = -\frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \quad . \quad T_g = \frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

Tableau représentatif :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
<b><math>T_d(KN)</math></b>	-16.92	-18.41	-18.82	-20.98	-18.95	-18.03	-18.22
<b><math>T_g(KN)</math></b>	18.22	18.03	18.95	20.98	18.82	18.41	16.92

Tableau IV – 36 : L'effort tranchant

Type 01 :plancher repose sur (4) appuis

ELU :

$$P_u = 5.643 \text{ KN/ml}$$



**1-Les moments En Travée :**

Les moments	A-B	B-C	C-D
<b>M isostatique (KN.m)</b>	<b>11,857</b>	<b>12,148</b>	<b>12,443</b>
<b>Mt (KN.m)</b>	<b>8,419</b>	<b>6,804</b>	<b>8,911</b>

**Tableau IV – 37 : Les moments En Travée****2-Les moments sur Appuis**

	A	B	C	D
	0.2M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.2M <sub>0</sub>
<b>M<sub>a</sub>KN.m</b>	<b>2,371</b>	<b>6,074</b>	<b>6,221</b>	<b>2,489</b>

**Tableau IV – 38 : Les moments sur Appuis****Tableau représentatif :**

Travée	AB	BC	CD
<b>T<sub>d</sub>(KN)</b>	<b>-24.01</b>	<b>-25.17</b>	<b>-25.27</b>
<b>T<sub>g</sub>(KN)</b>	<b>25.78</b>	<b>25.24</b>	<b>26.82</b>

**Tableau IV – 39 : Tableau représentatif****➤ ELS :****P<sub>s</sub> = 4.08KN/ml****1-Les moments En Travée :**

Les moments	A-B	B-C	C-D
<b>M isostatique(KN.m)</b>	<b>8,573</b>	<b>8,783</b>	<b>8,996</b>
<b>Mt (KN.m)</b>	<b>6,087</b>	<b>4,920</b>	<b>6,443</b>

**Tableau IV – 40 : Les moments En Travée****2-Les moments sur Appuis**

	A	B	C	D
	0.2M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.2M <sub>0</sub>
<b>M<sub>a</sub>KN.m</b>	<b>1,715</b>	<b>4,392</b>	<b>4,498</b>	<b>1,799</b>

**Tableau IV – 41 : Les moments sur Appuis****Tableau représentatif :**

Travée	AB	BC	CD
<b>T<sub>d</sub>(KN)</b>	<b>-16.92</b>	<b>-18.19</b>	<b>-19.50</b>
<b>T<sub>g</sub>(KN)</b>	<b>18.22</b>	<b>18.25</b>	<b>18.27</b>

**Tableau IV – 42 : Tableau représentatif**

**Type 01 :** plancher repose sur (3) appuis

➤ **ELU :**

$P_s = 5,643 \text{ KN/ml}$

**1-Les moments En Travée :**

Les moments	A-B	B-C
M isostatique(KN.m)	12,443	12,148
Mt (KN.m)	8,289	8,005

Tableau IV – 43 : Les moments En Travée

**2-Les moments sur Appuis**

	A	B	C
	$0.2M_0$	$0.6M_0$	$0.2M_0$
$M_a \text{ KN.m}$	2,489	7,466	2,430

Tableau IV – 44 : Les moments sur Appuis

**Tableau représentatif :**

Travée	AB	BC
$T_d(KN)$	-24.94	-26.42
$T_g(KN)$	27.31	23.99

Tableau IV – 45 : Tableau représentatif

➤ **ELS :**

$P_s = 4,08 \text{ KN/ml}$

**1-Les moments En Travée :**

Les moments	A-B	B-C
M isostatique(KN.m)	8,996	8,783
Mt (KN.m)	5,993	5,787

Tableau IV – 46 : Les moments En Travée

**2-Les moments sur Appuis**

	A	B	C
	$0.2M_0$	$0.6M_0$	$0.2M_0$
$M_a \text{ KN.m}$	1,799	5,398	1,757

Tableau IV – 47 : Les moments sur Appuis

Tableau représentatif :

Travée	AB	BC
$T_d(KN)$	-18.03	-19.10
$T_g(KN)$	19.74	17.34

Tableau IV – 48 : Tableau représentatif

#### IV. 4. Calcul du Ferrailage :

On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicité et c'est pour plancher terrasse et plancher étage courant

##### *Les armatures longitudinales :*

Nervure :

$$b_1 = 24\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm}$$

$$b = 60\text{cm} ; h_t = 20\text{cm}$$

##### IV. 4. 1. Plancher Terrasse :

▪ L'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2}$$

•  $C_0 = 1\text{cm}$  (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91. A.7.1):

$$\Phi = \frac{h_t}{10} = \frac{20}{10} = 2.0 \quad (\text{BAEL91. A.7.2.1})$$

$$C \geq 1 + \frac{2.5}{2} = 2.25\text{cm}$$

Donc on prend  $C = 3\text{cm}$

$$d = h - c = 20 - 3 = 17 \quad \longrightarrow \quad d = 17\text{cm}$$

➤ ELU :

1- En Travée :

Le moment fléchissant  $M_0$  équilibré par la table est :

$$M_0 = \overline{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 600 \times 40 \times (170 - 20) = 51120000 \text{ N.mm} = 51120 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 15582 \leq M_0 = 51120.0$$

## Chapitre IV : Les planchés

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b = 65\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{15582 \times 10^3}{14.2 \times 600 \times 170^2} = 0.063 < \mu_l = 0.392$$

• Alors : Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.081$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.97$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{15582 \times 10^3}{348 \times 0.974 \times 170} = 270.41\text{mm}^2 = 2.7\text{cm}^2$$

Etage terrasse :

**Elu En travée**

Ma (N.m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )
14199	0.057	0,392	0.073	0.970	2.47

**Tableau IV – 49 : Plancher étage terrasse En travée**

### 2- En appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12\text{cm}$

En appuis

Ma (N.m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )
8280	0.033	0,392	0.041	0.983	1.42

**Tableau IV – 50 : Plancher etage terrasse En appuis**

### ➤ ELS :

■ La fissuration est peut nuisible → □ Il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$

■ La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

■ Vérification  $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ,  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	$\alpha$	Mu(N.m)	Mser (N.m)	$\gamma$	fc28	$\bar{\alpha}$	
<b>En Travée</b>	0.43	14199	10360	1.37	25	0,285	<b>En Travée</b>
<b>Sur Appui</b>	0.27	8280	7942	1.04	25	0,385	<b>Sur Appui</b>

**Tableau IV – 51 : Plancher etage terrasse En ELS**

**Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2, 1)**

$$A_{t \min} \leq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**En Travée :**  $A_{t \min} \leq 0.23 \times 60 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.23 \text{ cm}^2$

**Sur Appuis :**  $A_{t \min} \leq 0.23 \times 12 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.24 \text{ cm}^2$

• **Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4) :**

$$A'_m \geq 0.001 \times b \times h$$

**En Travée :**  $A'_m \geq 0.001 \times 60 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$

**Sur Appuis :**  $A'_m \geq 0.001 \times 12 \times 20 = 0.24 \text{ cm}^2$

▪ **Tableau Récapitulatif :**  $A = \max (A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}; A'_m)$

Eléments	A Calcul (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Am' (cm <sup>2</sup> )	Amax (cm <sup>2</sup> )	Aadp (cm <sup>2</sup> )
Travée	2.47	1.23	1,2	<b>2.47</b>	3T12 = 3.39
Appuis	1.42	0.24	0.24	<b>1.42</b>	2T12 = 2.26

**Tableau IV – 52 : Tableau Récapitulatif**

### IV. 4. 2. Plancher Étage Courant:

➤ **ELU :**

**En appuis**

M <sub>a</sub> (N.m)	μ	μ <sub>i</sub>	α	β	A (cm <sup>2</sup> )
7791	0.031	0,392	0.039	0.984	1.33

**Tableau IV – 53 : Plancher Etage Courant En appuis**

**En travée**

M <sub>a</sub> (N.m)	μ	μ <sub>i</sub>	α	β	A (cm <sup>2</sup> )
15582	0.033	0,392	0.041	0.983	2.67

**Tableau IV – 54 : Plancher Etage Courant En travée**

➤ **ELS :**

	α	Mu(N.m)	Mser (N.m)	γ	f <sub>c28</sub>	
<b>En Travée</b>	0.43	15582	8996	1.73	25	0,285
<b>Sur Appui</b>	0.27	7791	5398	1.44	25	0,385

**Tableau IV – 55 : Plancher Etage Courant En ELS**

▪ **Tableau Récapitulatif :**  $A = \max (A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}; A'_m)$

Eléments	A Calcul (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Am' (cm <sup>2</sup> )	Amax (cm <sup>2</sup> )	Aadp (cm <sup>2</sup> )
Travée	2.67	1.23	1,2	<b>2.7</b>	3T12 = 3.39
Appuis	1.33	0.24	0.24	<b>1.42</b>	2T12 = 2.26

**Tableau IV – 56 : Tableau Récapitulatif**

### III. 4. 3. Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

▪ La contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

**V<sub>u</sub>** : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L. U

$$\tau_u = \frac{40000}{120 \times 170} = 1.96 \text{ MPa}$$

• Les armatures d'âme sont droites (perpendiculaire à la fibre moyenne), donc  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\overline{\tau_u} = \min \left( 0.20 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible BAEL91 (A.5.1, 211).}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.96 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Diamètres minimaux  $\Phi_t$  : BAEL91 (A.7.2, 2) :**

$$\phi \leq \min \left( \frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi \leq \min \left( \frac{200}{35}; 10; \frac{120}{10} \right) \implies \phi \leq \min(5.71; 10; 12) \implies \phi \leq 5.71 \text{ cm}$$

Donc on adopte des étrées  $\phi 6$  d'où :  $A_t = 1\phi 8 = 0.50 \text{ cm}^2$  ; de nuance **FeE235**

$$A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

### IV. 4. 4. Escapement St: BAEL91 (A.5.1, 22)

$$\bullet S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 15.30 \text{ cm}$$

$$\bullet S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} = \frac{1.01 \times 235}{0.4 \times 12} = 49.44 \text{ cm}$$

$$\bullet S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} = 110.56 \text{ cm; avec } K=1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$$

$$\text{Alors } S_t = 15$$

### IV. 4. 5. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1, 313)

**A- Sur un appui de rive ou intermédiaire :**

On vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum  $a = 0.9d = 0.9 \times 17 = 15.3 \text{ cm}$

$$V_u = 13600 \text{ N} \leq 158400 \text{ N} \quad \Longrightarrow \quad \text{CV}$$

**A- Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :**

$$A \geq \gamma_s \times \frac{V_s}{f_e}$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 > 45.71 \text{ mm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{CV}$$

### **IV. 4. 6. La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à  $L_n = 60 \text{ cm}$  donc  $[50 < 60 < 80]$

$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e}$  (La section des armatures perpendiculaires ( $\perp$ ) aux nervures)

$A_{\perp} = 0.65 \text{ cm}^2$  On adapte  $5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$ .

$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$  On adapte :  $3\emptyset 5 = 0.59 \text{ cm}^2$

Donc on choisit un treillis soudé TS  $\emptyset 5$  (20×30)  $\text{cm}^2$

### **IV. 4. 7. Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{410} > 0.036 \rightarrow 0.048 > 0.044 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow 0.045 > 0.020 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$3- \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow 3.16 \times 10^{-3} < 9 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

#### IV.4. Présentations ferrailage :

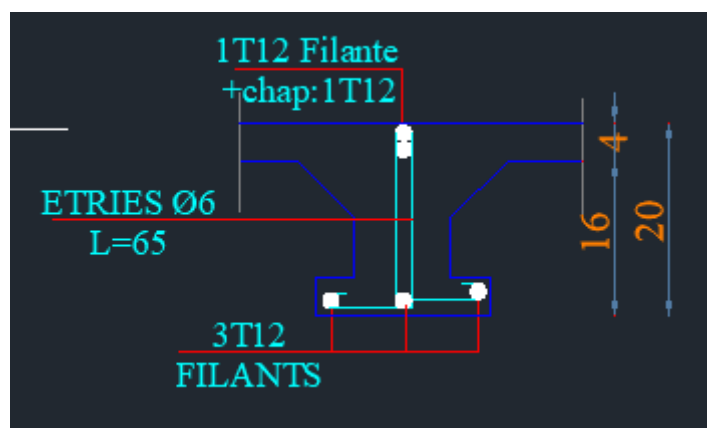


Figure IV -11 : Ferrailage de nervure



**Chapitre V**  
**Etude dynamique et  
sismique**

### V.1.Introduction :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante. Ce phénomène naturel des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifiée selon les règles parasismiques algériennes **RPA2024 (Art. 4.1.1)**

### V.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente. Est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse

### V.2. Méthode de calcul : RPA2024 (Art. 4.1.1)

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### V.2.1 Méthode statique équivalente :

##### V.2.1.1 Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives Garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

##### V.2.1.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au § 3.7. avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I et II et

III) et

à 32m en zones (IV.V.VI).

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau (4.1) suivantes :

78 Chapter 4. REGLES DE CALCUL				
Zone sismique	Groupe d'importance			
	IA	IB	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 7 niveaux et ≤ 23 m	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et ≤ 8 m	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m
Nota: (*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur				

Table 4.1: Conditions d'application de la méthode statique équivalente

### V.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### V.3.1 Principe :

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés, dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul (cf. § 3.3.3). Ces effets sont, par la suite, combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### V.3.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

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

Remarque : Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le

RPA2024 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

### V.3.3 Méthodes dynamiques

- a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et, en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise:
- b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée, au cas par cas, par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul (cf. §3.3.4) et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire :
- c) Pour les bâtiments de plus de 70 mètres de hauteur ou dont la période fondamentale  $T_0$  dépasse 2 secondes, il convient de compléter les analyses, réalisées par la méthode modale spectrale, par des analyses dynamiques temporelles non linéaires, en utilisant des accélérogrammes réels, synthétiques ou simulés (cf. § 3.3.4)

#### V.3.3.1 Spectre de réponse élastique horizonta

Le spectre de réponse élastique normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur ( $g$ ),  $S_{ad}/g(T)$ , pour les composantes horizontales de l'action sismique, est défini par Eqn. (3.8) (cf. Figure (3.2)).

### V.2.2. Classification de l'ouvrage selon les RPA2024

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Constantine donc en zone V

Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

La hauteur de la structure :  $h = 30.60\text{m} > 23\text{ m}$  (zone V)

•Buts de l'analyse dynamique :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Détermination des modes et les périodes propres. Robot considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharge d'exploitation  $Q$ .

### V.2.3. Modélisation :

Nous avons considéré pour notre modélisation, un modèle tridimensionnel encasté à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) ddl (2 translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

### V.2.5 Spectre de réponse de calcul

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A. I. S. \left( \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left( 2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right) & SI : 0 \leq T \leq T_1 \\ A. I. S. \left( 2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right) & SI : T_1 \leq T \leq T_2 \\ A. I. S. \left( 2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right) & SI : T_2 \leq T \leq T_3 \\ A. I. S. \left( 2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left( \frac{T_2 \times T_3}{T^2} \right) & SI : T_3 \leq T \leq 4s \end{cases}$$

$\frac{S_{ad}}{g}(T)$  : spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur ;  
g

A : coefficient d'accélération de zone

T<sub>1</sub>: limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T<sub>2</sub>: limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T<sub>3</sub> : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant ;

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement de la structure (cf ;§ 3.6 tableau (3.17) & Annexe I )

Q<sub>F</sub> : facteur de qualité (cf ;§ 3.8)

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

η: Coefficient de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le **tableau 4.2 RPA2024**

. D'après le **RPA2024** on a :

- Sol meuble  $\Rightarrow$  site 3 donc  $T_1 = 0.15$  sec et  $T_2 = 0.60$  sec.  $T_3 = 2.0$  sec.
- $A = 0.25$  (**tableau 3.3 RPA2024**) {Zone sismique **V**, Groupe d'usage 2}

Spectre type 1( zones IV.V.VI)	S	$T_1$	$T_2$	$T_3$
Site S3	1.30	0.15	0.60	2.0

**Table (V.1.) Valeur des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type I zones sismiques IV.V.VI**

Zones des sismicité	Niveaux des sismicité	A
V	élevée	0.25

**Table (V.2.) Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone ou rocher ;A pour  $T_r=475$  ans**

$\xi = 10\%$  (Tableau 3.6 du **RPA2024**): {Portique Remplissage en béton armé à  $\eta = 1.825$ .

Remplissage	Ossatures (*)		Voiles ou murs(**)
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
<b>Léger</b>	6	4	10
<b>Dense</b>	7	5	10
(*) : sans présence de voiles ou de noyaux en béton armé			
(**) : valeurs valables même si les voiles sont associés à des portiques			

**Tableau (V.3.): Valeurs de pourcentage d'amortissement critique  $\xi(\%)$**

Catégorie	Critère q	Pq	
		Observé	N / Observé
	1. Redondance en plan	0	0.05

(a)	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Redondance en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

**Tableau (V.4.): Valeurs des pondération  $P_q$**

### ETUDE SISMIQUE

Cette partie de la note de calcul présente l'étude sismique du bâtiment conformément aux exigences du DTR BC 2.48 (RPA 2024). L'analyse a été réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis en appliquant une analyse modale spectrale. Toutes les vérifications réglementaires du RPA 2024 ont été effectuées afin de garantir la conformité de la structure

#### Paramètres de calcul sismique :

Zone sismique	Groupe d'usage	Site
V	Groupe 2	S3

**Tableau (V.5.): Tableau de la zone**

Calcul du facteur de Qualité :

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

La valeur de **QF** est déterminée par la formule :

$$QF = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

**$P_q$**  : est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au ( **3.18 RPA2024** )

**Sens X. :**

	Critère q	$P_q$
--	-----------	-------

Catégorie		Observé	N / Observé	
(b)	1. Redondance en plan	0	0.05	C.V
	2. Régularité en élévation	0	0.20	C.V
	3. Redondance en plan	0	0.05	C.V

$$QFX = 1.30$$

Sens X. :

Catégorie	Critère q	Pq		
		Observé	N / Observé	
(b)	1. Redondance en plan	0	0.05	C.V
	2. Régularité en élévation	0	0.20	C.V
	3. Redondance en plan	0	0.05	C.V

$$QFY = 1.30$$

Coefficient de comportement global de la structure  $\langle R \rangle$  :

Le tableau suivant donne la distribution des efforts tranchants sur les poteaux et sur les voiles dans l'étage de base du bâtiment :

Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
Etage10	2154.23	323.33	1921.17	272.46

**Tableau (V.6.): Tableau des efforts tranchants sur les poteaux**

1- Direction X:

Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les portiques = 86 ,95\%

Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les voiles = 13 ,05\%

Donc notre système est: 04-Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles

**Rx = 4.5 et la catégorie est: b**

2- Direction Y:

Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les portiques = 87 ,58\%

Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les voiles = 12 ,42\%



Donc notre système est: 04-Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles

$R_y = 4.5$  la catégorie est: b

### V.3. Représentations des résultats et l'analyse de la méthode modale spectrale : Analyse de la structure :

Première variante :

D'après l'analyse automatique du robot, on trouve les résultats suivants :

Section de poteau
60× 60 ( <i>pour tout les etage</i> )

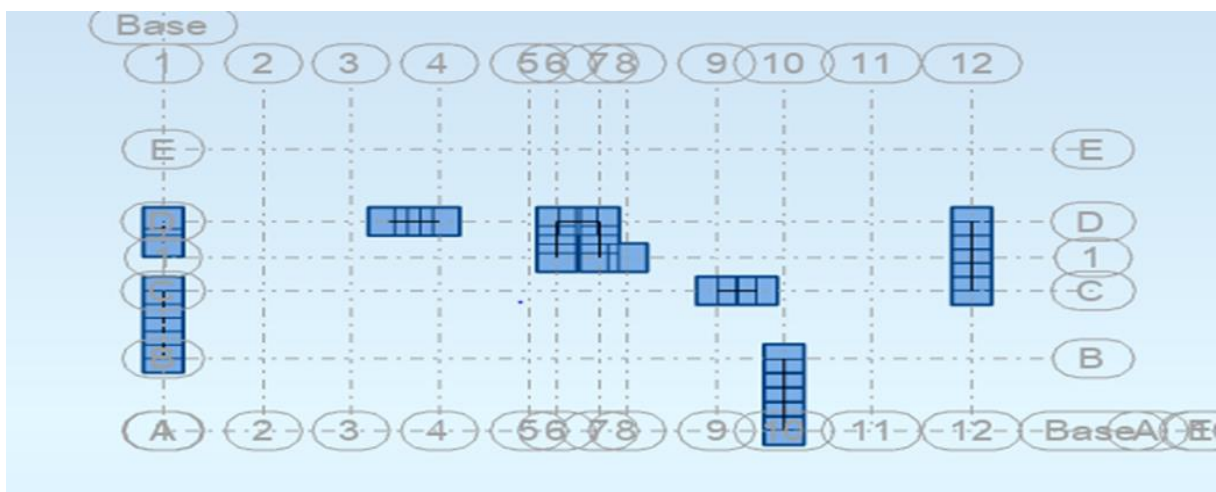


Figure (V.1.) : Vue en plant

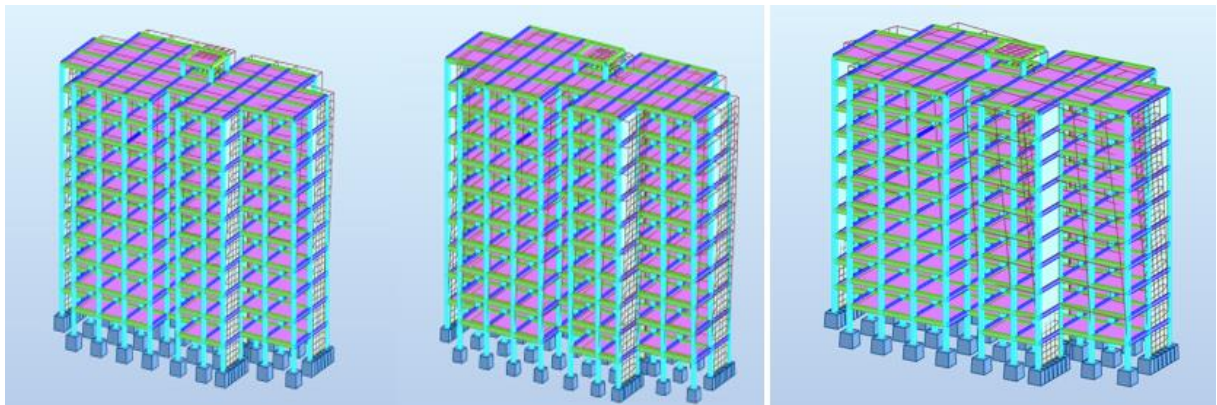


Figure (V.2.) : Calcul de la force sismique (RPA 2024 Art. 3.3.3):

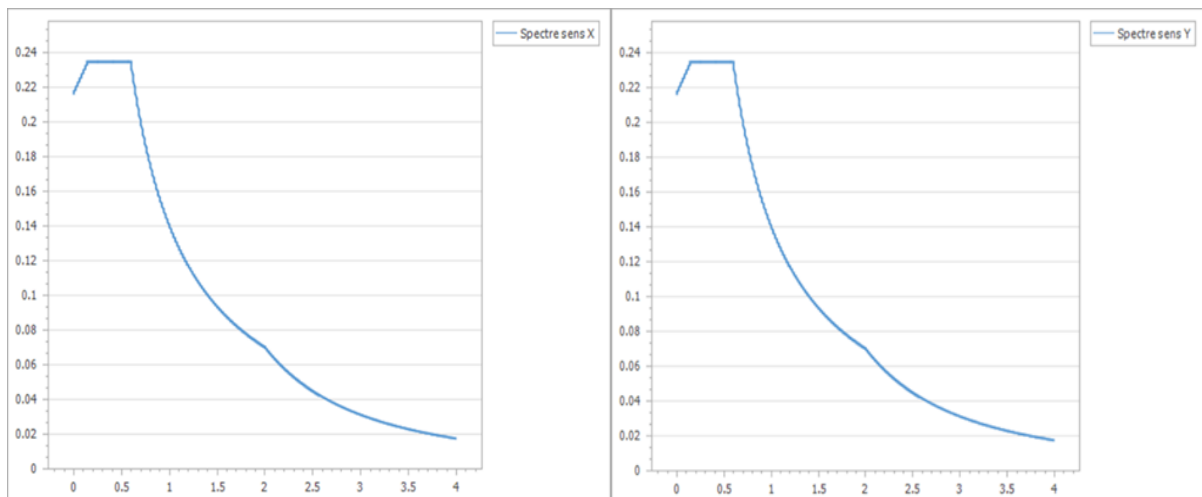
Le calcul des sollicitations sismique se fait par la méthode d'analyse dynamique modale spectrale, L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left( \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left( 2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right) & SI : 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S. \left( 2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right) & SI : T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S. \left( 2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right) & SI : T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S. \left( 2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left( \frac{T_2 \times T_3}{T^2} \right) & SI : T_3 \leq T \leq 4s \end{cases}$$

Valeurs caractérisant le spectre de réponse de calcul

Coefficient d'accélération de zone A	0.25
Coefficient d'importance I	1
Coefficient de site S	1.3
Limite inférieure des périodes T1 (s)	0.15
Limite supérieure des périodes T2 (s)	0.6
Début de la branche à déplacement spectral constant T3 (s)	2

Tableau (V.7.): Valeurs caractérisant le spectre de réponse de calcul



Spectre de réponse suivant X

Spectre de réponse suivant Y

Figure (V.2.) : Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2024

### 1- Vérification du comportement dynamique:

Résultat de l'analyse modale

Mode	Période(s)	Masse cumulée ux(%)	Masse cumulée uy(%)	Masse modale ux(%)	Masse modale uy(%)	Masse totale ux(kg)
1	0.728	75.82	0.27	75.82	0.27	4101349.98
2	0.629	76.28	69.05	0.46	68.78	4101349.98
3	0.496	76.86	71.38	0.58	2.33	4101349.98
4	0.218	89.36	71.39	12.5	0.01	4101349.98
5	0.16	89.39	86.45	0.03	15.06	4101349.98
6	0.117	89.56	87.7	0.17	1.25	4101349.98
7	0.113	94.19	87.7	4.62	0	4101349.98
8	0.072	96.57	87.78	2.38	0.09	4101349.98
9	0.072	96.63	93.28	0.06	5.49	4101349.98
10	0.052	98.04	93.28	1.41	0	4101349.98

**Tableau (V.8.):** Résultat de l'analyse modale

### Interprétation :

Mode	Comportement	Période (s)
1	Translation suivant X	0.73
2	Translation suivant Y	0.63
3	Torsion	0.50

**Tableau (V.9.):** Interprétation

### V.2.3.4. Vérification ART 4.3.3 RPA 2024:

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

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

**Directions X:** Masse cumulée = 98.04%

**Direction Y:** Masse cumulée = 93.28%

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

### Vérification ART 4.3.5 RPA 2024 :

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale  $T_0$ .

### V.4.Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

Selon l'article 4.2.3. de l'RPA 2024 La force sismique totale,  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :  $V = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$ : Ordonnée du spectre de calcul (cf § 3.3.3 ) pour la période  $T_0$

$T_0$ : période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf ; 4.2.4. )

$\lambda$  : coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85; & \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1; & \text{outrement} \end{cases}$$

Pour notre cas  $\lambda = 0.85$

$T_0$ : Période fondamentale de vibration du bâtiment.

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

1. La valeur de la période fondamentale ( $T_0$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques (  $T_{\text{empirique}}$  ) ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques (  $T_{\text{calcul}}$  ) .

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4} = 0.65s$$

Avec :

$T_{\text{empirique}}$  [unité en s]: période fondamentale

$h_N$  [unité en m]: Hauteur du bâtiment mesurée depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par Table (4.3).  $C_T$ : 0.005

La période fondamentale est calculée par les deux formules suivantes :

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_N^{3/4} = 0.65s$$

Les périodes analytiques trouvées par le logiciel Robot :

$$T_{\text{analytique e - x}} = 0.73s$$

$$T_{\text{analytique e - y}} = 0.63s$$

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$

Table 4.4: Valeur de la période ( $T_0$ ) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

Selon le tableau 4.4 De L'RPA2024 on conclut que :

Le sens x :

$$\text{On a : } T_2 = 0.60s < T_x = 0.73s < T_3 = 2s$$

DONC on travail avec la formule 3 DU SPECTRE

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A. I. S. (2.5QF/R). (T_2/T)$$

On trouve :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.25 \times 1 \times 1.30 \times \left[ 2.5 \times \frac{1.30}{4.5} \right] \times \left[ \frac{0.60}{0.73} \right] = 0.20$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.20$$

Le sens Y :

$$\text{On a : } T_2 = 0.60s < T_x = 0.63s < T_3 = 2s$$

DONC on travail avec la formule 3 DU SPECTRE

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A. I. S. ( 2.5 QF/R ). (T_2/T)$$

**On trouve :**

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.25 \times 1 \times 1.30 \times \left[ 2.5 \times \frac{1.30}{4.5} \right] \times \left[ \frac{0.60}{0.63} \right] = 0.23$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.23$$

### V.5. Calcul du poids sismique total du bâtiment (RPA2024 ART .423 ) :

W: Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau  $\ll i \gg$ ..

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, \text{ n'étant le nombre de niveaux } i=1$$

où:

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}, \text{ pour tout niveau } i \text{ de la structure}$$

\*  $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

\*  $W_{Qi}$ : Charges d'exploitation

$\Psi$  : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau (4.2).

Pour notre cas  $W = 40\,234.24 \text{ KN}$

A partir de ces paramètres on obtient les forces sismiques calculées par la méthode

**statique équivalente:**

$$V_x = 6\,839.82 \text{ KN}$$

$$V_y = 7\,865.79 \text{ KN}$$

### V.6. Vérification de l'effort tranchant à la base :

Sens	80% V(KN)	80%*V (KN)	E (KN)	Vérification
X	6 839.82	5 471.86	6 046.37	Condition

				vérifiée
Y	7 865.79	6 292.64	8 149.20	Condition vérifiée

**Tableau (V.9.): Vérification de l'effort tranchant à la base :**

L'article 5.10 Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages du RPA2024:

### 5.10.1 Justification de non-effondrement

$$\Delta K \leq \bar{\Delta K} \quad (5.11)$$

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon § 4.5.2, ne doivent pas dépasser les limites,  $\bar{\Delta K}$  données dans le Tableau (5.2) et Eqn. (5.11) :

Type de Structure	Déplacement limite: $\bar{\Delta K}$
Bâtiments en Acier	0.0200 $h_k$
Bâtiments en Béton Armé	0.0150 $h_k$
Bâtiment en PAF	0.0100 $h_k$
Bâtiments en Bois	0.0150 $h_k$
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0100 $h_k$
Légende: $h_k$ est la hauteur du niveau « k »	

**Tableau (V.10.): Valeurs limites des déplacements inter-étages**

$\bar{\Delta K}$  = Valeurs limites des déplacements inter-étages

$$\bar{\Delta K} = 0.0150 h_k \times 306 = 4.59 \text{ cm}$$

Etage	Hauteur (m)	$\Delta K_x$ (cm)	$\Delta K_y$ (cm)	$\Delta K < 1.5\%$ Hauteur
Etage 1	3.06	0.65	0.43	Condition vérifiée
Etage 2	3.06	1.14	0.87	Condition vérifiée
Etage 3	3.06	1.33	1.16	Condition vérifiée
Etage 4	3.06	1.40	1.35	Condition vérifiée
Etage 5	3.06	1.38	1.46	Condition vérifiée
Etage 6	3.06	1.32	1.51	Condition vérifiée

<b>Etage7</b>	3.06	1.22	1.50	Condition vérifiée
<b>Etage8</b>	3.06	1.09	1.45	Condition vérifiée
<b>Etage9</b>	3.06	0.95	1.39	Condition vérifiée
<b>Etage10</b>	3.06	0.79	1.31	Condition vérifiée

**Tableau (V.11.): Valeurs déplacements inter-étages**

Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble : RPA 2024 Art 5.5

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

Moment stabilisant > 1.3 Moment renversant

**(V.7.) Calcul du moment stabilisant:**

Poids de la structure	Poids additionnel de l'infrastructure	Coordonnées du centre de gravité		Moment stabilisant	
<b>W (KN)</b> <b>40 234.24</b>	Wi(Kg) 0.00	Xg (m) 18.7	Yg (m) 9.64	Mstab-x (KN) 752380.288	Mstab-y (KN) 387858.0736

**Tableau (V.12.): moment stabilisant**

**(V.8.) Calcul du moment de renversement:**

**M renversement:** le moment de renversement de la structure =  $F_k H_k$

**F<sub>k</sub>:** la force sismique associée au niveau K

**H<sub>k</sub> :** Est la hauteur de l'étage K à partir de la base de la structure

Etage	Niveau (m)	V-x (KN)	F-x (KN)	V-y (KN)	F-y (KN)	Mren-x (KN.m)	Mren-y (KN.m)
<b>Etage 1</b>	3.06	6046.37	90.43999 9999	8149.2	83.55999 9999	276.74639999	255.693599
<b>Etage</b>	6.12	5955.93	199.17	8065.64	216.17	1218.9204	1322.9604



<b>2</b>							
<b>Etage 3</b>	9.18	5756.76	296.13	7849.47	345.68	2718.4734	3173.3424
<b>Etage 4</b>	12.24	5460.63	386.52	7503.79	465.55	4731.00480000 001	5698.332
<b>Etage 5</b>	15.30	5074.11	469.73	7038.24	588.66	7186.86899999 999	9006.498
<b>Etage 6</b>	18.30	4604.38	553.13	6449.58	717.37	10155.4668	13170.9132
<b>Etage 7</b>	21.42	4051.25	638.32	5732.21	849.78	13672.8144	18220.2876
<b>Etage 8</b>	24.48	3412.93	734.14	4882.43	1004.1	17971.7472	24580.368
<b>Etage 9</b>	27.54	2678.79	847.88	3878.33	1207.68	23350.6152	33259.5072
<b>Etage 10</b>	30.60	1830.91	1830.91	2670.65	2670.65	56025.846	81721.89

**Tableau (V.13.): moment de renversement**

**V.9.: Tableau récapitulatif :**

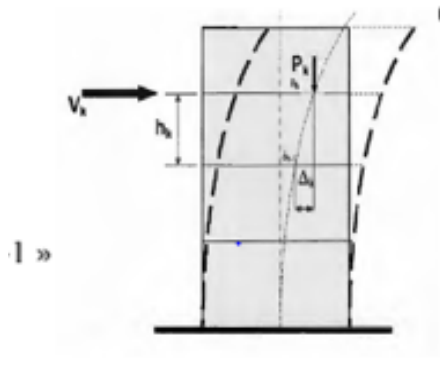
Mren-x [KN.m]	Mstab-x [KN.m]	Mstab> 1,30 * Mren
137 308.50	752 380.29	Condition vérifiée
Mren-y [KN.m]	Mstab-y [KN.m]	Mstab> 1,30 * Mren
190 391.7	387 858.07	Condition vérifiée

**Tableau (V.14.): Tableau récapitulatif**

**V.10.: Justification vis-à-vis de l'effet P-A : RPA 2024 Article 5.9**

V.7 Justification de l'effort P-Δ

5.9 Justification vis-à-vis de l'effet P-A



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

$$(\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}) \leq 0.10 \quad (5.9)$$

avec:

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation, au dessus du niveau « k », (cf. § 4.2.3):

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi_i) \quad (5.10)$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau kappa k :  $V_k = \sum_{i=k}^n (F_i)$

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 », (cf. § 4.5.2 et Eqn.

(4.16).)

$h_k$ : Hauteur du niveau « k ».

Selon la valeur de  $\theta_k$  il convient de considérer que:

Si  $(0.1 \leq \theta_k \leq 0.2)$  les effets P-Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $(\frac{1}{1-\theta_k})$

Si  $(\theta_k \geq 0.2)$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Etage	Hauteur (m)	P(kn)	ΔK_x(c m)	ΔK_y(c m)	V-x (KN)	V-y (KN)	θX	θY	θ<0.10
<b>Etage 1</b>	3.06	40220.5	0.65	0.43	6046.37	8149.2	0.0041	0.002	C.V

<b>Etage 2</b>	6.12	36499.23	1.14	0.87	5955.93	8065.64	0.0066	0.0037	C.V
<b>Etage 3</b>	9.18	32782.96	1.33	1.16	5756.76	7849.47	0.0071	0.0046	C.V
<b>Etage 4</b>	12.24	29066.69	1.40	1.35	5460.63	7503.79	0.0079	0.0049	C.V
<b>Etage 5</b>	15.30	25350.41	1.38	1.46	5074.11	7038.24	0.0065	0.005	C.V
<b>Etage 6</b>	18.30	21634.14	1.32	1.51	4604.38	6449.58	0.0059	0.0048	C.V
<b>Etage 7</b>	21.42	17917.87	1.22	1.50	4051.25	5732.21	0.0051	0.0044	C.V
<b>Etage 8</b>	24.48	14201.59	1.09	1.45	3412.93	4882.43	0.0043	0.004	C.V
<b>Etage 9</b>	27.54	10485.32	0.95	1.39	2678.79	3878.33	0.0035	0.0036	C.V
<b>Etage 10</b>	30.60	6774.04	0.79	1.31	1830.91	2670.65	0.0028	0.0031	C.V

**Tableau (V.15.): Valeurs de l'effort**

ZONE	<b>V</b>
USAGE	<b>2</b>
SITE	<b>S3</b>
Coefficient d'accélération de zone "A"	<b>0,25</b>
Facteur de Qualité "Qfx"	<b>1,30</b>
Facteur de Qualité "Qfy"	<b>1,30</b>
Coefficient de correction " $\lambda_x$ "	<b>0,85</b>
Coefficient de correction " $\lambda_y$ "	<b>0,85</b>
Coefficient de comportement "Rx. "	<b>4,5</b>
Coefficient de comportement " RY"	<b>4.5</b>
Catégories de pondérations	<b>b</b>
Période empirique T0x (s)	<b>0,73</b>
Période empirique T0y (s)	<b>0,62</b>
Ordonnée du spectre de calcul "Sad/g (T0x)"	<b>0.20</b>

Ordonnée du spectre de calcul "Sad/g (T0y)"	0,23
W(kn)	40234.24
Force sismique Vx [KN] (statique équivalente)	6839.82
Force sismique Vy [KN] (statique équivalente)	7865.79
Force sismique EX [KN] (Dynamique)	6046.37
Force sismique EY [KN] (Dynamique)	8149.20
<b>Vérification Art 4.3.5 RPA2024</b>	
	<b>Coefficient Ajouter</b>
<b>Sens X</b>	<p><math>E_x = 6839.82 &gt; 80\% V_x = 6046.37</math></p> <p>Condition Vérifiée</p> <p>0,000</p>
<b>Sens Y</b>	<p><math>E_y = 7865.79 &gt; 80\% V_y = 8149.20</math></p> <p>Condition Vérifiée</p> <p>0,000</p>

**Tableau (V.16.): Résultat**

### V.11. Vérification de l'effort normal Réduit dans la poteaux (ARTICLE 7 .4.3.1 rpa2024 version1.1)

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au séisme est limité par la condition suivante:

Dimension de la section

$$b = 60.00 \text{ cm}$$

$$h = 60.00 \text{ cm}$$

$$b_c = 3600 \text{ cm}^2$$

$$V = \frac{N}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.35$$

N : l'effort normal de compression s'exercent sur la section du poteau.

B : l'aire de la section transversale du poteau.

$$N = 1904.76 \text{ (kn)}$$

$$V = \frac{(1904.76 \times 10^3)}{(600 \times 600) \times 25} = 0.21 \leq 0.35 \quad \text{CV}$$

### **V.12. Vérification de l'effort normal Réduit dans la Voile (ARTICLE 7 .4.3.1 rpa2024 version1.1)**

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au séisme est limité par la condition suivante:

$$V = \frac{N}{B_C * f_{c28}} \leq 0.40$$

N : l'effort normal de compression s'exerçant sur la section du Voile

B : l'aire de la section transversale du poteau.

$$N = 8599$$

Dimension de la section

$$b = 46.0.00 \text{ m}$$

$$h = 25.00 \text{ m}$$

$$bc = 1150000 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{(410.80 \times 10^3)}{(4600 \times 250) \times 25} = 0.14 \leq 0.40 \quad \text{CV}$$

### **V.13. Etude thermique :**

#### **Introduction :**

Le règlement BAEL 91 exige une vérification par une étude pour toute une structure ayant des dimensions en plan supérieur à 25m, dans des régions sèches et à forte exposition à la température.

Notre bâtiment a des dimensions en plan supérieur à 25 m qui impose une vérification par une étude thermique exigée par le règlement, donc en plus de contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux. Notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

#### **➤ Combinaisons utilisés (Etude thermique) :**

Situation durable et transitoire :

$$\text{ELU : } \begin{cases} 1.35G + 1.5Q + 0.8 T \\ 1.35G + 1.35T + Q \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} G + Q + 0.6T \\ G + Q + T \end{cases}$$

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} G + E + 0.75Q \\ G + E + 0.5T + 0.65Q \end{cases}$$

### Effet de la température :

La température à une influence sur la vie de la structure suivants les changements saisonniers une augmentation sensible de la température engendre une dilatation de tous les éléments de la structure d'un bâtiment de même une chute de température provoque un raccourcissement de ces éléments (les éléments exposés à l'aire libre).

Sous l'effet de cette température l'eau liée avec les grains solide vase transformer au vapeur, l'augmentation de la vapeur va créer une pression au centre de l'élément exposé, tandis que les contraintes thermiques atteignent aussi des valeurs élevées, alors que l'effort normal va élever aussi sur la section transversale de l'élément cette dernière peuvent atteindre et dépasser la résistance à la traction du béton.

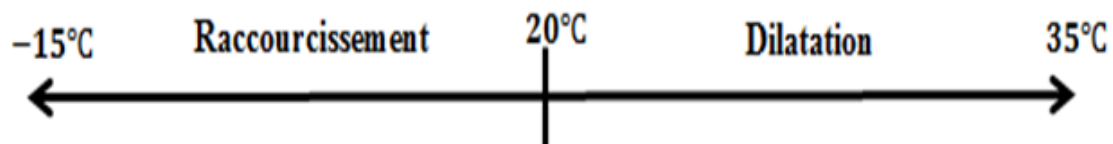
Donc il est indispensable de soit prévoir des joints de dilatation dans tous les 25 m et cela en respectant les normes d'exécution soit prendre en compte dans les calculs l'effet de la température.

Etant donné que la température à l'intérieur des bâtiments est assez uniforme, donc c'est principalement l'évolution de la température à l'extérieur qui doit être prise en considération,

elle peut être schématisée par une variation journalière autour une moyenne évoluant elle-même de façon cyclique sur un an.

Dans notre cas (bâtiment) on ne tient compte pas l'effet du gradient thermique  $\Delta\theta$ , seule la variation uniforme qui nous s'intéresse.

Le comportement du béton est schématisé comme suit :



**Figure V-3** une représentation schématique du comportement du béton

20°C : Température ambiante du béton.

15°C : Température minimale pour la zone de Constantine .

35°C : Température maximale pour la zone de Constantine.

Ces valeurs sont données par le CBA99 [A.3.1.3.3].

Le CBA99 propose une fraction  $\alpha$  dépend de la structure définie ci

$$\text{Après } \left\{ \begin{array}{ll} L < L_{max} \rightarrow & \alpha = 0 \\ L_{max} < L < 1.25L_{max} \rightarrow & \alpha = \frac{4L}{L - L_{max}} \\ L > L_{max} \rightarrow & \alpha = 1 \end{array} \right.$$

$$L_{max} > 25m$$

$$L_x = 37,65 \text{ m} ; L_y = 18,70m ; \alpha = 1$$

$\Delta T$  : Variation uniforme de la température

$$\Delta T = 35 - 20 = 15^\circ\text{C} \text{ Pour la dilatation.}$$

$$\Delta T = -20 - 20 = -40^\circ\text{C} \text{ Pour le raccourcissement}$$

### V.14. Conclusion

Au vu des résultats obtenus dans le cadre de cette étude dynamique, nous pouvons affirmer que le bâtiment est correctement dimensionné et apte à résister aux sollicitations extérieures, notamment les actions sismiques, à condition que le ferrailage soit exécuté conformément aux prescriptions techniques.

### V.15. Les dimensions finales des éléments principales

Élément	Épaisseur(cm)	Section(cm2)
Poteau	/	60×60
Poutre principale	/	35×50
Poutre secondaire	/	35×50
Voile	25	/

Tableau (V.17.): Les dimensions finales des éléments principales



# **Chapitre VI**

## **Etude DE ELements Structuraux**

## VI. DEFINITIONS :

### VI.1 éléments structuraux :

Sont des éléments porteurs qui constituent l'ensemble du bâtiment et qui reçoivent la totalité des charges horizontales et verticales, en les transmettant par l'intermédiaire des fondations jusqu'au sol qui est considéré comme un absorbant des charges.

#### • Portiques :

C'est un assemblage de poteaux et poutres.

#### a- Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, leur rôle est de résister aux charges transmises par les planchers et de le transmettre à leur tour aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

#### b- Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticales en béton armé, leur rôle est de résister aux efforts horizontaux (vent, séisme, ....), et aux efforts amenés par les poutres, en les transmettent aux fondations .Ils sont sollicités en flexion composé ou compression simple.

### VI.2 Ferrailage des portiques :

#### VI.2.1 Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions due aux charges spécifiées doivent satisfaire les conditions de **RPA 2024** et **BAEL 91**.

	Combinaisons fondamentales		Combinaisons accidentelles
	ELS	ELU	
<b>Poutres</b>	$G + Q$	$1,35G + 1,5Q$	<b>RPA 2024</b> $G + \psi_i Q + E_x + 0.3E_y$ $G + \psi_i Q + 0.3E_x + E_y$ $G + \psi_i Q + E_x - 0.3E_y$ $G + \psi_i Q + 0.3E_x - E_y$ $G + \psi_i Q - E_x + 0.3E_y$ $G + \psi_i Q - 0.3E_x + E_y$ $G + \psi_i Q - E_x - 0.3E_y$ $G + \psi_i Q - 0.3E_x - E_y$
<b>Poteaux</b>	$G + Q$	$1,35G + 1,5Q$	
	BAEL 91	BAEL 91	

Tableau VI.01.Les différentes combinaisons.

### Avec :

**G** : charges permanentes.

**Q** : charges d'exploitations.

**E** : effet de séisme.

Les efforts ont été calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide de logiciel de **ROBOT**.

### **a- Ferrailage des poutres :**

La section d'armatures imposées par **RPA2024**:

#### **1-Armatures longitudinales :**

$A_{\min} = 5 \%$  de la section de béton.

$A_{\max} = 4 \%$  en zone courante.

$A_{\max} = 6 \%$  en zone de recouvrement.

#### • **La longueur minimale de recouvrement est de :**

50.  $\phi$  en zone I et II et III.

60.  $\phi$  en zone IV ,V VI.

#### **2- Armatures transversales :**

$$A_t = 0,003. S. b.$$

### Avec:

**b** : la largeur de la section.

**S** : espacement de l'armature transversale.

#### • **D'après RPA 2024 :**

$$S = \min\left(\frac{h}{4} ; 24\phi_t ; 17,5 \text{ cm} ; 6\phi_l\right) \text{ avec :}$$

$\phi_l$  : diamètre minimal des barres longitudinales

$\phi_t$ : diamètre des armatures de confinement

$$S' \leq \frac{h}{2} \text{ avec}$$

$$S' = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right) \text{ si les armatures comprimées sont nécessaires}$$

**h** : la hauteur de la poutre

### **VI.3.Evaluation des moments pour les différents types des poutres :**

#### • **Type des poutres :**

On distingue les types des poutres suivantes :

\* **Poutre principale** :PP (35 x 50) cm<sup>2</sup>

\* **Poutre secondaire** :PS (35 x50) cm<sup>2</sup>.

	Moment en travée (KN.m)			Moment en appuis (KN.m)			T <sub>max</sub> (KN)
	$M_u^t$	$M_s^t$	$M_{acc}^t$	$M_u^a$	$M_s^a$	$M_{acc}^a$	
<b>PP</b>	77.54	56.95	248.52	-160.36	-117.54	-307.47	204.10
<b>PS</b>	70 ,59	51.31	291.49	-74.09	-53.87	-327.93	531,30

**Tableau VI.02 .solicitations pour les différentes poutres.**

#### VI.4.Calcul de ferrailage :

Prenons la poutre principale de section (35 x 50) cm<sup>2</sup> comme exemple de calcul.

- Ferrailage : P .P**

\*En travée :

1-ELU :

$$M_u^t = 77.54 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^{max}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{77.54 \times 10^3}{35 \times 45^2 \times 14,20} = 0,077 \leq 0,392$$

⇒ Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\beta = 0,96 \quad ; \quad \alpha = 0,10$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{77.54 \times 10^3}{0,90 \times 45 \times 348} = 5,157 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 45 \times \frac{2,1}{500} = 1,52 \text{ cm}^2$$

**Les armatures minimales imposées par RPA2024 sont :**

$$A_{RPA} = 0,5 \% . b.h = 0,5 \times \frac{35 \times 50}{100} = 8.75 cm^2$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 8.75 cm^2$$

### 2-ELS:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant  $\sigma_s$ .

- section rectangulaire.  $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ .

- fissuration peu nuisible.

- flexion simple.

- Acier FE 500 .

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de  $\sigma_b$  n'est pas nécessaire :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{77.54}{56.95} = 1,36$$

$$\alpha = 0,23 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculer à ELU sont maintenues.

ACC

$$M_{acc}^t = 248.52 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^{max}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{248.52 \times 10^3}{35 \times 45^2 \times 17,7} = 0,198 \leq 0,392$$

$\Rightarrow$  Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\beta = 0,89 ; \alpha = 0,27$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{248.52 \times 10^3}{0,89 \times 45 \times 500} = 12.43 cm^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 45 \times \frac{2,1}{500} = 1,52 cm^2$$

- **Les armatures minimales imposées par RPA2024 sont :**

$$A_{RPA} = 0,5 \% . b.h$$

**Les armatures minimales imposées par RPA2024 sont :**

$$A_{RPA} = 0,5 \% . b.h = 0,5 \times \frac{35 \times 45}{100} = 8.75 cm^2$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 12.43 \text{ cm}^2$$

**-En appuis :**

**1-ELU :**

$$M_u^a = 160.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^{max}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{160.36 \times 10^3}{35 \times 45^2 \times 14,20} = 0,16 \leq 0,392$$

$\Rightarrow$  Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\alpha = 0,22 \quad \beta = 0,91$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{160.36 \times 10^3}{0,91 \times 45 \times 348} = 13,81 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 45 \times \frac{2,1}{500} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h = 0,5 \times \frac{35 \times 50}{100} = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 13,81 \text{ cm}^2$$

**2-ELS:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant  $\sigma_s$ .

$$\text{- section rectangulaire.} \quad \Rightarrow \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}.$$

- fissuration peu nuisible.

- flexion simple.

- Acier FE 400 .

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de  $\sigma_b$  n'est pas nécessaire :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{160.36}{117.54} = 1,36$$

$$\alpha = 0,22 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,20 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\text{Condition vérifiée} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}.$$

Donc les armatures calculer à *ELU* sont maintenues.

ACC

$$M_{acc}^a = 303.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^{max}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{303.43 \times 10^3}{35 \times 45^2 \times 17.7} = 0.24 \leq 0.392$$

⇒ Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\alpha = 0.34 \quad \beta = 0.86$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{303.43 \times 10^3}{0.86 \times 45 \times 500} = 15.94 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 35 \times \frac{2.1}{500} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0.5 \% . b.h = 0.5 \times \frac{35 \times 50}{100} = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 15.94 \text{ cm}^2$$

**VI.5. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$c- \text{ à- } d\tau_u \leq \tau_u \quad . \quad \quad \quad -$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) . \quad \longrightarrow \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min(3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{204.10 \times 10^3}{350 \times 500} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow$$

$$\phi_t \leq \min(14.28 ; 2 ; 3.5).$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier FeE235.

Le choix :  $4\phi 8 \Rightarrow A_t^{cal} = 2 \text{ cm}^2.$

## VI.6.Calcul de l'espacement des armatures transversales :

### - D'après BAEL 91 :

Soit  $\delta_t$  : l'espacement entre les armatures transversales.

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,9 \times 2 \times 235 \times (1+0)}{35 \times 1,15 \times (1,16 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 19,2 \text{ cm}; K=1 \text{ -flexion simple.}$$

$$\delta_{t2} = \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(40,5; 40) = 40 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{2 \times 235}{0,4 \times 45 \times 1} = 26,11 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}.$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t = 19,2 \text{ cm}$$

### - D'après RPA 2024 :

$$*- \text{Dans la zone nodale : } \left\{ S = \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17,5 \text{ cm}; 6\phi_l\right) \right. S = 12 \text{ cm}$$

$$*- \text{Dans la zone courant : } \begin{cases} S' \leq \frac{h}{2} \\ S' = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \end{cases} S' = 12,5 \text{ cm}$$

### • Armatures transversales imposées par RPA2024 :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b = 0,003 \cdot 12 \cdot 35 = 1,26 \text{ cm}^2.$$

### - Calcul des armatures longitudinales en flexion simple :

Le calcul du ferrailage se fait selon la norme BAEL91 modifiée 99, ci-dessous les résultats de calcul :

SECTION	As1 [cm <sup>2</sup> ]	As2 [cm <sup>2</sup> ]	Amin RPA [cm <sup>2</sup> ]	Amin BAEL [cm <sup>2</sup> ]
APPUIS	13.81	15.94	8.75	1.52
TRAVEE	12.43	13.33	8.75	1.52

Tableau VI.03 : Le calcul du ferrailage



### Choix des armatures

SECTION	As1		As2	
APPUI	6 HA 16+5 HA 16	22.11 cm <sup>2</sup>	6 HA 16+3 HA 16	18.09 cm <sup>2</sup>
TRAVÉE	3 HA 16+5 HA 16	16.08 cm <sup>2</sup>	6 HA 16+3 HA 16	18.09 cm <sup>2</sup>

Tableau VI.04 : Choix des armatures

#### - Calcul des armatures transversales:

Diamètre maximal = min [b/10; h/35; \$I\_{min}] = 14.29mm

Diamètre choisi : 8mm

Escapement en some nodal		Escapement en zone courante	
Escapement minimal(cm)	Esp-choisi(cm)	Escapement minimal(cm)	Esp- choisi (cm)
9.60	8.00	19.20	15.00

Tableau VI.05 : Calcul des armatures transversales

#### Vérification de l'armature transversale minimale RPA2024 ART 7.5.2

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par:

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

$$A_t / s * (RPA) = 0.11 \text{ cm}$$

$A_t/s$  (zone nodale) Condition vérifiée

$A_t/s$  (zone courante) Condition vérifiée

7- Vérification des contraintes aux états limites de service:

a- État limite de compression du béton BAEL91 modifie 99 Art A.5.4.2

La contrainte admissible de compression du béton est:

$$\sigma_{adm} = 0.6 * F_c 28$$

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante:  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * Y}{I}$

$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\sigma_{adm}$ [MPa]	Condition
6.65	15.00	Condition vérifiée

**Tableau VI.06: Vérification de l'armature transversale minimale**

**- État limite d'ouverture des fissures BAEL 91 modifie 99 Art A.5.4.3**

Fissuration: Non préjudiciable

La contrainte de traction des aciers est calculée par la formule suivante:

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$\sigma_{st}$ [MPa]	$\sigma_{st adm}$ [MPa]	Condition
164.25	500.00	Condition vérifiée

**Tableau VI.07 : La contrainte de traction des aciers**

**- justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes BAEL91 Article A.5**

**a- Vérification de la contrainte tangente limite ultime BAEL91 Article A.5.1.21**

$$\tau_u < \tau_{adm}$$

$\tau_u$ [MPa]	$\tau_{adm}$ [MPa]	Condition
1.30	3.33	Condition verifiees

**Tableau VI.08 : Vérification de la contrainte ELU**

**b- Vérification de la contrainte de compression BAEL91 Article A.5.1.313**

$$V_u < 0.267 * b * a * F_{c28}$$

$V_u$ [N]	$0.267 * b * a * F_{c28}$	Condition
204.10	817.69	Condition verifier

**Tableau VI.09 : Vérification de la contrainte de compression**

**c- Vérification des armatures inférieures d'appuis BAEL91 Article A.5.1.31**

$$A_{sl} > \frac{V_u}{f_{e*}\gamma_s}$$

A <sub>sl</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>u</sub> /(f <sub>e*</sub> γ <sub>s</sub> )[cm <sup>2</sup> ]	Condition
14.07	3.55	Condition verifier

Tableau VI.10 : Vérification des armatures

**d- Vérification de la contrainte moyenne de compression BAEL91 Article A.5.1.322**

$$\sigma_{mb} < \frac{1.3 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

σ <sub>mb</sub> [MPa]	(1.3×f <sub>c28</sub> )/γ <sub>b</sub> [MPa]	Condition
3.33	21.68	Condition vérifiée

Tableau VI.11 : Vérification de la contrainte moyenne

**CALCUL DES POUTRES:** poutre ss

**1- Caractéristiques des matériaux: Béton: f<sub>c28</sub>-25.00 MPa**

**Acier: f<sub>e</sub> 500 MPa**

**2- Dimension de la section**

H=35.00 cm

B=50.00 cm

**3- Combinaison de calcul**

Etats limites ultimes: 1.35G + 1.5Q

Etats limites accidentels: G+ QE

**4- Sollicitation de calcul**

SECTION	Moment fléchissant en KN.m			
	ELU	ELS	ELA	
APPUIS	-74.09	-53.87	378.29	-335.97

<b>TRAVEE</b>	70.59	51.31	291.49	-327.93
---------------	-------	-------	--------	---------

**Tableau VI.12 : Tableau des moments fléchissant**

SECTION	Effort tranchant en KN	
	ELU	ELA
<b>APPUIS</b>	76.08	531.30

**Tableau VI.13 : Tableau des effort tranchants**

**- Calcul des armatures longitudinales en flexion simple:**

Le calcul du ferrailage se fait selon la norme BAEL91 modifiée 99, ci-dessous les résultats de

calcul:

SECTION	As1 [cm <sup>3</sup> ]	As2 cm <sup>2</sup> )	Amin RPA [cm <sup>2</sup> ]	Amin BAEL (cm <sup>2</sup> )
<b>APPUIS</b>	20.63	17.76	8.75	1.52
<b>TRAVEE</b>	14.96	17.24	8.75	1.52

**Tableau VI.14 : Calcul des armatures longitudinales en flexion simple**

**Choix des armatures**

SECTION	As1		As2	
<b>APPUIS</b>	6 HA 16+5 HA 16	22.11 cm <sup>2</sup>	6 HA 16+3 HA 16	18.09 cm <sup>2</sup>
<b>TRAVEE</b>	3 HA 16+5 HA 16	16.08 cm <sup>2</sup>	6 HA 16+3 HA 16	18.09 cm <sup>2</sup>

**Tableau VI.15 : Choix des armatures.**

**- Calcul des armatures transversales:**

Diamètre maximal min  $[b/10; h/35; \_Imin] = 14.29 \text{ mm}$

Diamètre choisi: 8mm

<b>Espacement en zone nodale</b>	<b>Espacement en zone courante</b>
----------------------------------	------------------------------------

Espacement minimal (cm)	Esp-choisi (cm)	Espacement minimal (cm)	Esp-choisi (cm)
9.60	9.00	19.20	10.00

**Tableau VI.16 : Calcul des armatures transversales**

**Vérification de l'armature transversale minimale RPA2024 ART 7.5.2**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_s = 0.003 s b$$

$$A_t/s \text{ (RPA)} = 0.11 \text{ cm Condition vérifiée}$$

$$A_t/s \text{ (zone nodale)} = 0.22 \text{ cm...}$$

$$A_t/s \text{ (zone courante)} = 0.20 \text{ cm...Condition vérifiée}$$

**- Vérification des contraintes aux états limites de service:**

**a- Etat limite de compression du béton BAEL91 modifie 99 Art A.5.4.2**

La contrainte admissible de compression du béton est:

$$\sigma_{adm} = 0.6 f_{c28}$$

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I}$$

$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{adm}$ (Mpa)	Condition
2.82	15.00	C.V

**Tableau VI.17 : - Vérification des contraintes aux ELS**

**b- État limite d'ouverture des fissures BAEL 91 modifie 99 Art A.5.4.3**

**Fissuration: Non préjudiciable**

La contrainte de traction des aciers est calculée par la formule suivante:

$$\sigma_{ST} = \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$\sigma_{ST}$ [MPa]	$\sigma_{STadm}$ [MPa]	Condition
79.99	500.00	Condition vérifiée

**Tableau VI.18: La contrainte de traction**

- justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes BAEL91 Article A.S

a- Vérification de la contrainte tangente limite ultime BAEL91 Article A.5.1.21

$$\tau_u < \tau_{u \text{ adm}}$$

$\tau_u$ [MPa]	$\tau_{u \text{ adm}}$ [MPa]	Condition
3.32	3.33	Condition verifier

**Tableau VI.19 : Vérification de la contrainte ELU**

b- Vérification de la contrainte de compression BAEL91 Article A.5.1.313

$$V_u < 0.267 \times b \times a \times F_{c28}$$

$V_u$ [N]	$0.267 \times b \times a \times F_{c28}$ [N]	Condition
531.30	817.69	Condition verifier

**Tableau VI.20 : Vérification de la contrainte ELS**

e- Vérification des armatures inférieures d'appuis BAEL91 Article A.5.1.31

$$A_{sl} [\text{cm}^2] > \frac{V_u}{F_{eys}}$$

$A_{sl} [\text{cm}^2]$	$V_u / F_{eys} [\text{cm}^3]$	Condition
22.11	9.24	Condition verifier

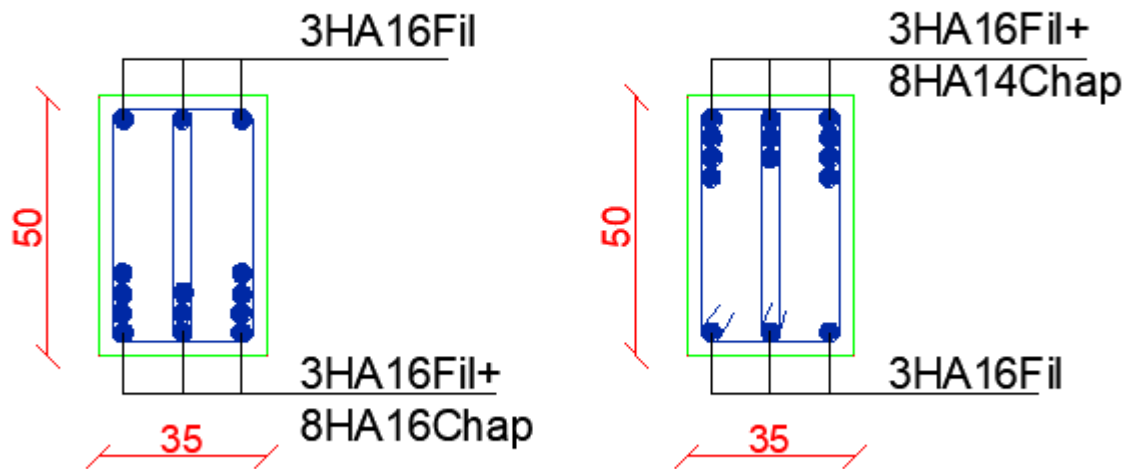
**Tableau VI.21 : Vérification des armatures inférieures d'appuis**

d- Vérification de la contrainte moyenne de compression BAEL91 Article A.5.1.321

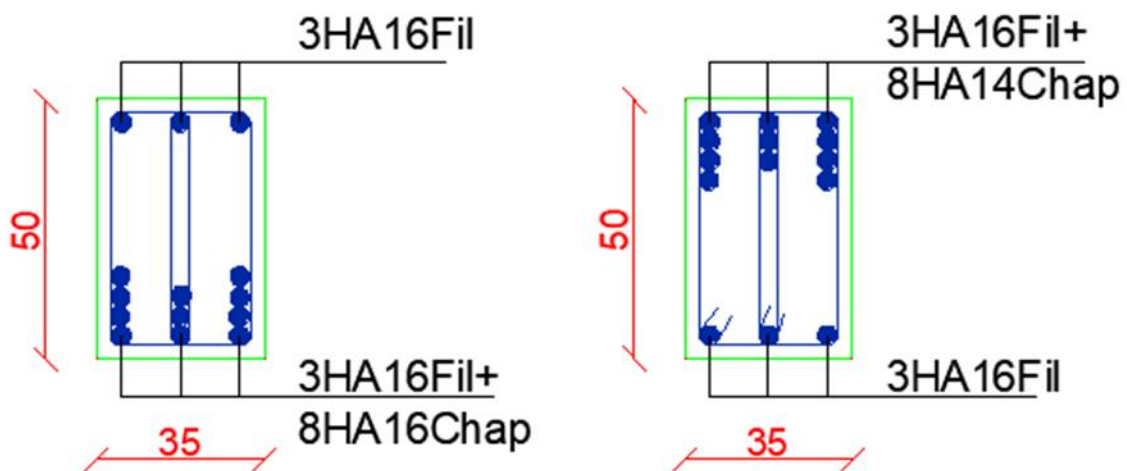
$$\sigma_{mb} < \frac{1.3 F_{c28}}{\gamma_b}$$

[MPa]	$1.3 F_{c28} / \gamma_b$ [MPa]	Condition
8.67	21.68	Condition verifier

**Tableau VI.22 : Vérification de la contrainte moyenne de compression**



**Ferraillage poutre principale**



**Ferraillage poutre secondaire**

**b- Ferraillage des poteaux :**

**CALCUL DES POTEAUX:60x60**

La section d'armatures imposées par **RPA2024** :

**1-Armatures longitudinales :**

$A_{\min} = 0,8 \%$  en zone I et II.

$A_{\min} = 0,9\%$  en zone III.

$A_{\min} = 1 \%$  en zone IV,V et VI.

$A_{\max} = 4 \%$  en zone courante.

$A_{\max} = 8 \%$  en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de barres longitudinales, de diamètre  $\phi l$ , est de:

50.  $\phi$  en zone I,II et III.

60.  $\phi$  en zone IV,V et VI.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

20cm en zone I,II et III.

15 cm en zone IV,V et VI.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent..

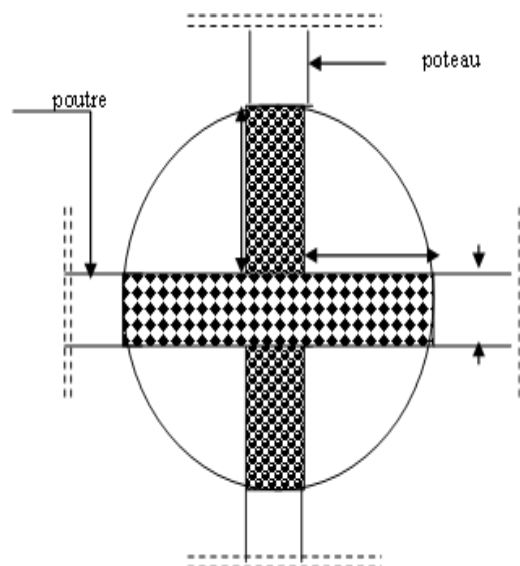


Figure VI.1. Schéma de la zone nodale.

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure :

$$L_{cr} = \max\left(\frac{L_c}{6}; 1, 5h_c; 60cm\right).$$



$b_l = 60 \text{ cm}$ .

$h_l = 60 \text{ cm}$ . La section de poteau.

$h_e = 3,06mL_{cr} = \max(\frac{306}{6} ; 1,5 \times 60 ; 60 \text{ cm})$ .

$L_{cr} = 90 \text{ cm}$ .

$L_{cr} = 90 \text{ cm}$  ; pour  $h = 60 \text{ cm}$ .

$L_{cr} = 2b = 120 \text{ cm}$  ; pour  $b = 60 \text{ cm}$

- Caractéristiques des matériaux:

Béton: Fc28-35.00 MPa

Acier: FCE 500 MPa

Dimension de la section

$b = 60.00 \text{ cm}$

$h = 60.00 \text{ cm}$

Combinaison de calcul

États limites ultimes: 1.35G 1.50

États limites accidentels G+Q+E

Sollicitation de calcul

Combinaisons	poteanpoteau r		
	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU (Nmax;Mycorr;Mzcorr)	1904.76	0.37	-1.50
ACCI (Mymax;Ncorr;Mzcorr)	-826.75	301.92	159.69
ACC2 (Mzmax;Ncorr;Mycorr)	2030.93	274.74	212.63
ACC3 (Nmin;Mycorr;Mzcorr)	-3084.09	47.18	182.11

**Tableau VI.23 : Sollicitation de calcul**

### - Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal de compression de calcul est limite par la condition de RPA 2024 Article

7.4.3

**suivante:**

$$V = \frac{Nd}{Bcfc28} \leq 0.35V = \frac{3665.02 \times 10^2}{3600.00 \times 25} = 0.290 \leq 0.35 \quad \text{cv}$$

v: l'effort normal réduit.

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

BC: section du poteau

Fe28: résistance caractéristique à la compression du béton.

Nd (KN)	3665.02
Bc (cm <sup>2</sup> )	3600.00
Fc28 (MPa)	25.00
V	0.29
Condition	Condition vérifiée

**Tableau VI.24 : Vérification de l'effort normal réduit**

- Vérification des sollicitations tangentes

Vérification de la contrainte tangente limite ultime selon CBA93 A.5.1.1

$$\tau_{bU} = \frac{v_u}{b \times d}$$

**Vu** Effort tranchant a l'Etat Limite Ultime

**τ<sub>bU</sub>**: Contrainte tangentielle en Mpa

**b**: largeur de poutre, d: Hauteur utile de poutre h-(h/10)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton, τ<sub>bU</sub>, sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bU} \leq \tau_{bU}^- = \rho_d \times f_{c28} \text{RPA 2024 Eqn(7.6)}$$

où: ρ<sub>d</sub> est égal à 0.075 si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5; il est égal à 0.04, dans le cas contraire.

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

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

λ<sub>g</sub>: est l'élancement géométrique du poteau.

**avec:**

a et b, dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée.

**l<sub>f</sub>**: longueur de flambement du poteau l<sub>f</sub> = 0.7L. (cas generale d'un batiment)

### Résultat du calcul

Sens Y-Y		Sens Z-Z	
$\lambda_g$	3.57	$\lambda_g$	3.57
$\rho_d$	0.040	$\rho_d$	0.040
$(\tau b_U)(\text{Mpa})$	1.40	$(\tau b_U)(\text{Mpa})$	1.40
$T_y(\text{kn})$	236.97	$T_z(\text{kn})$	258.30
$\tau = T_y/(b \times 0.9h)(\text{Mpa})$	0.73	$\tau = T_y/(b \times 0.9h)(\text{Mpa})$	0.80
Condition	C.V	Condition	C.V

**Tableau VI.25 : Résultat du calcul**

#### 7- Calcul des armatures longitudinales

Résultats de calcul des armatures longitudinales en flexion déviée composée:

Asl [cm <sup>2</sup> ]	Asl [cm <sup>2</sup> ]	As Totale [cm <sup>3</sup> ]
10.00	10.00	40.00

**Tableau VI.26 : Calcul des armatures longitudinales**

Condition des Armature selon RPA9 2024 Article 7.4.2:

bc (cm)	hc (cm)	Zone Sismique	As-min (%)	As-min (cm <sup>3</sup> )
60.00	60.00	V	1.00	36.00

**Tableau VI.27 : Condition des Armature RPA**

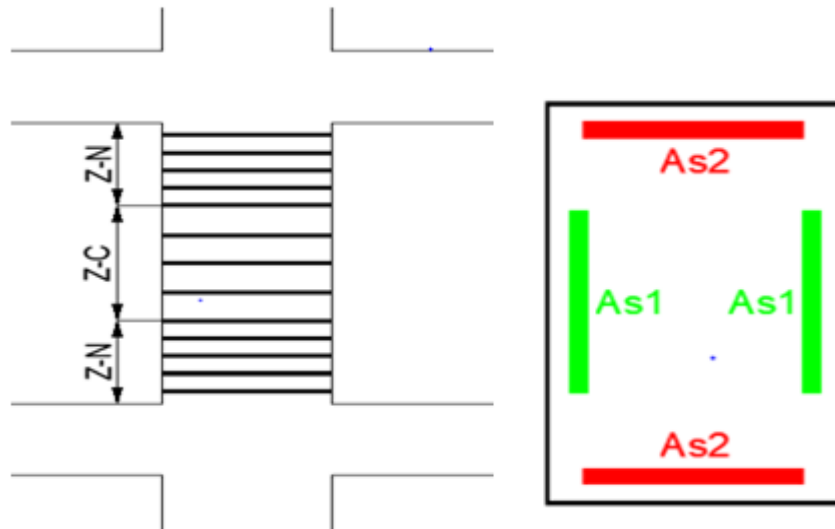
min (mm)	As-max ZC (%)	As-max ZR (%)	Laminrecouv	D.max (cm)
12	4	8	60	15

**Tableau VI.28 :L'espacement**

Choix des armatures

Armature adopté	As réelle	Condition As > (As-min, As tot)
8HA 20 + 4HA16	33.18	C.V

**Tableau VI.29 : Choix des armatures**



### Calcul des armatures transversales

Selon le RPA 2024 Article 7.4.2, Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

**At:** section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.

**Vu:** effort tranchant de calcul à l'ELU en KN

**ht:** hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.

**fe:** contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

**t:** espacement des armatures transversales.

**pa:** coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant.

$\rho_a = 2.5$  si:  $A_g \geq 5$ ;  $\rho_a = 3.75$  dans le cas contraire.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \longrightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 3,75 & \longrightarrow \text{Si } \lambda_g \leq 5. \end{cases}$$

### L'espacement maximal

L'espacement maximal est donné par:

Zone Sismique	I, II et III	IV, V et VI
Zone Nodale	min (1000, 12.5cm)	min (bo/3, 6Ø0/, 10cm)
Zone Courante	15Øφl	min (bc/2. hc/2, 10φØ1 )

Tableau VI.30 : L'espacement maximal

L'espacement maximal

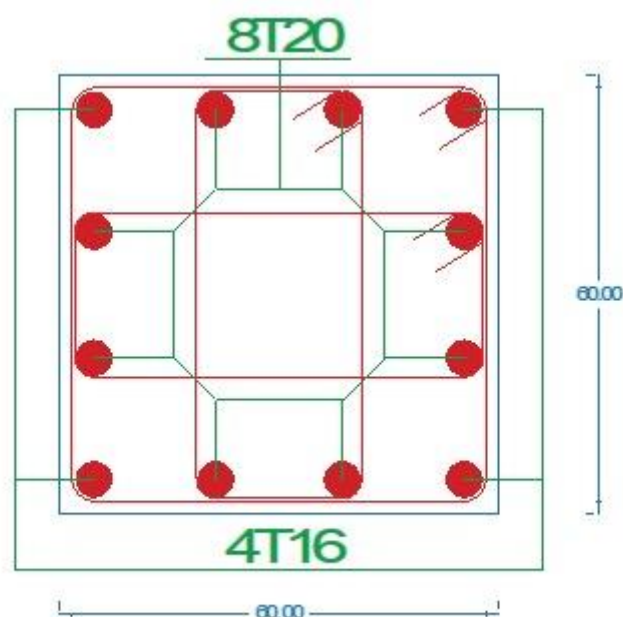
**Avec:**

**Øol:** le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

**bo:** dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

Sens	Sens Y-Y	Sens Z-Z
Armature transversale (mm)	8.00	
Nombre de cadre	4.00	
At (cm <sup>2</sup> )	4.02	
Fe (MPa)	500	
$\rho_a$	3.75	3.75
Vu (KN)	236.97	258.30
Espacement max- RPA (cm)	Zone courante	30.00
	Zone nodale	12.50
Espacement choisis (cm)	Zone courante	10.00
	Zone nodale	7.00

**Tableau VI.31: Tableaux des sollicitations pour les poteaux.**



• **L'espacement des armatures transversales des poteaux :**

**1-Dans la zone nodale :**

Dans la zone nodale :  $\begin{cases} t \leq \min(10\phi_l ; 12,5 \text{ cm}) : & \longrightarrow \text{en zone I, II et III.} \\ t \leq \min(\frac{b_0}{3} ; 10 \text{ cm} ; 6\phi_l) & \longrightarrow \text{en zone IV, V, et VI.} \end{cases}$

$$t \leq \min(12,5 \text{ cm} ; 10 \times 1,6) = 12,5 \text{ cm}$$

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

**-Dans la zone courante :**

Dans la zone courante :  $\begin{cases} t' \leq 15\phi_l : & \longrightarrow \text{en zone I, II et III.} \\ t' \leq \min(\frac{b_c}{2} ; \frac{h_c}{2} ; 10\phi_l) & \longrightarrow \text{en zone IV, V, VI.} \end{cases}$

$$t' \leq 30$$

$$t' = 30 \text{ cm}$$

• **La section des armatures transversales des poteaux :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (RPA2024) :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{p_a \times V_u}{h_c \times f_e}$$

**a- L'élancement géométrique :  $\lambda_g$**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2,142}{0,60} = 3,57 > 3$$

**b- L'effort tranchant max :  $V_u$**

$$V_u = 236,97 \text{ KN.m}$$

**c- L'espacement des armatures transversales :  $t$**

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

**d- Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale :  $f_e$**

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

**e- Hauteur totale de la section brute :  $h_l$**

$$h_l = 600 \text{ mm.}$$

En remplace ( $V_u, h_l, f_e, t, \lambda_g$ ) dans (1) :

$$A_t = \frac{p_a \times V_u}{h_c \times f_e} \times t = 30 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{258,30 \times 10^3}{600 \times 540} = 0,797$$

$$\overline{\tau_u} = \rho_d F_{c28} = 131.25$$

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

⇒ **Fissuration peu nuisible.**

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ .  
*Pas de reprise de bétonage* } ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### VI.4. Etude des voiles :

Les murs voiles ou bien les refonds ont pour rôle de reprendre les effets horizontaux (séisme, poussée des terres). Ils deviennent indispensables quand les portiques (poteaux, poutres) ne sont pas capables de reprendre la totalité de ces efforts, et lorsque on veut atteindre la rigidité nécessaire pour contrarier les effets du 2<sup>ème</sup> ordre.

#### VI.4.1. Ferrailage :

##### Ferrailage des trumeaux :

Pour le calcul des sections d'aciers nécessaires dans les voiles en flexion composée, on procèdera de la manière suivante :

1. Détermination des sollicitations suivant le sens considère.
2. Détermination de la nature de la section en flexion composée :

On à trois cas peuvent se présenter :

- Soit section entièrement tendue
- Soit section entièrement comprimée
- Soit section partiellement comprimée

Tout en admettant que :

- ❖  $N > 0$  effort de compression
- ❖  $N < 0$  effort de traction

3. Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme de la pièce. C'est à dire que les sections soumises à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifiées au flambement.

##### ➤ **Ferrailage minimum :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux dans la section est donné comme suivant :

- En zone courante :  $A_{\min} = 0,5\% h \times b$

On devra disposer le ferrailage suivant :

- Des aciers verticaux

- Des aciers horizontaux

• **Remarque :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12,5cm; 6\phi_l\right)$$

Ou :  $\phi_l$  représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive en outre  $\phi_l \geq 12mm$ .

Les deux nappes d'armatures doivent être avec au moins 4 épingles au mètre carré (m<sup>2</sup>). Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $60 \phi_l$  pour les barres situées dans les zones IV,V et VI.
- $50 \phi_l$  pour les barres situées dans les zones I,II et III.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dans la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \times \left(\frac{\bar{v}}{f_e}\right) \quad \text{avec : } \bar{v} = 1,4v_u$$

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue par en.(7.40) et celle des barres existantes .

Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10 mm avec une longueur minimum d'ancrage de  $(50\phi_l)$  .

➤ **Ferraillage minimum :**

-Armatures minimales :

➤ **Selon le BAEL :**

$$A_{\min} = \max\left[\frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{8 \times (b + h)}{100}\right].$$

$$A_{\min} = \max\left[\frac{0,2 \times 460 \times 25}{100}; \frac{8 \times (460 + 25)}{100}\right] = \max[23; 38,8] \Rightarrow A_{\min} = 38,8 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon le RPA :**

✓ **En zone courant :**

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) \Rightarrow A_{\min} = 0,5\% (25 \times 460) = 60 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 60 \text{ cm}^2$$

**Ferraillages des voiles :**



### Dispositions générales

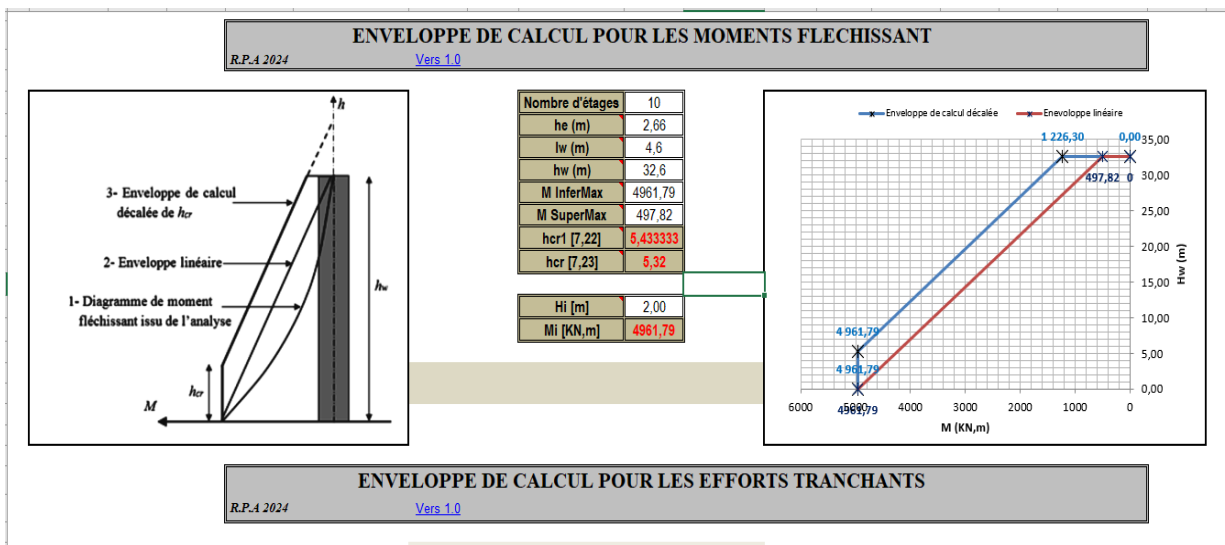
Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. L'effort normal de compression de calcul est li mite par la prescription d' Eqn. (7. 11 ).

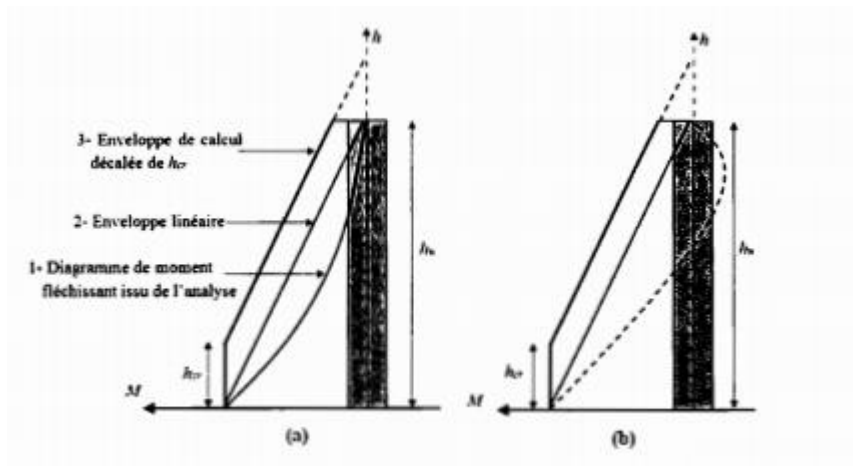
Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fiées au § 7.7.1, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles de béton arme en vigueur; en outre :

Les voiles e lances correspondent a ( $\frac{h_w}{l_w} > 2.0$ ) : le diagramme de moment flechissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d' une distance égale a la hauteur ( $h_{cr}$ ) de la zone critique du voile (cf. Figure (7. 13)).

Les voiles courts correspondent a ( $\frac{h_w}{l_w} \leq 2.0$ ).

Les voiles de grandes dimensions correspondent a ( $\frac{h_w}{l_w} \leq 2/ 3$ ) (cf. Annexe D).





### moments fléchissant

#### DIMENTIONNEMENT DES VOILES:

$$L_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1\text{m}\right) = (7.9)$$

$L_w$  : Représente la longueur du voile. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme éléments linéaires (poteaux).

L'épaisseur minimale ( $d_w$ ) doit respecter la condition suivante:

$$b_w \geq \max\left(15 \text{ cm}; \frac{h_o}{20}\right) \dots\dots\dots (7.10)$$

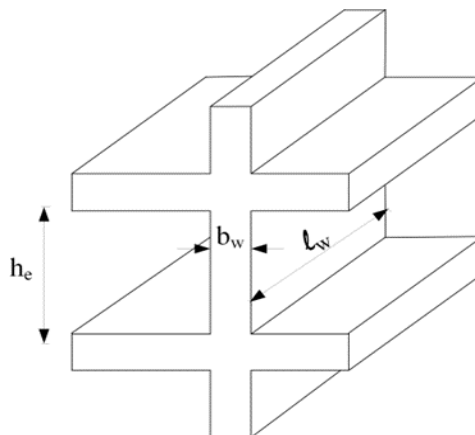
$h(\text{RDC})$

$$b_w \geq \max\left(15 \text{ cm}; \frac{360}{20}\right) \Rightarrow b_w \geq 18 \text{ cm} \dots\dots\dots (7.10)$$

on adopte  $b_w = 25\text{cm}$

$$L_w \geq \max\left(\frac{3.60}{3}; 4 \cdot 0.25; 1 \text{ m}\right) \Rightarrow L_w \geq \max(1.2; 1; 1 \text{ m}) \dots\dots\dots (7.9)$$

on adopte  $L_w = 4.6 \geq 2\text{m}$



#### EVALUATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT DANS LES VOILES:

$$V_d = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.40 \dots \dots \dots (7.11)$$

$V_d$ : L'effort normal réduit.

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

$B_c$  : Section du poteau en (m \* m ^ 2)

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa).

$N_d = 922.08 \text{ KN}$

$B_c = 4600 \times 250 \text{ mm}^2 \rightarrow B_c = 1150000 \text{ cm}^2$

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

$$V_d = \frac{922.08 \times 10^3}{1150000 \times 25} = 0.32 \leq 0.40 = 0.32 \leq 0.4 \dots \dots \dots (7.11)$$

### EVALUATION DES DIAGRAMMES DES MOMENTS DE CALCUL (FERRAILLAGE)

Les voiles élancés correspondent à ( $\frac{h_w}{l_w} > 2.0$ ) : le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur ( $h_{cr}$ ) de la zone critique du voile.

$$h_w = 30.60 \text{ m}; l_w = 4.60 \text{ m} \Rightarrow \frac{h_w}{l_w} = \frac{30.60}{4.60} = 6.65 > 2 \Rightarrow \text{voiles élancés.}$$

### EVALUATION DE LA HAUTEUR ( $H_{CR}$ ) DE LA ZONE CRITIQUE DU VOILE:

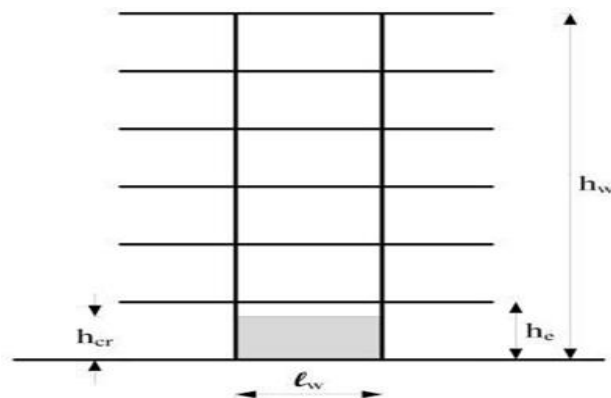


Figure 7.14: Zone critique à la base du voile

$$h_{cr} = \max(l_w; \frac{h_w}{6}) \text{ (m)} = 5.1 \text{ m} \dots \dots \dots (7.22)$$

$h_{cr} \leq 2h_{cr}$  pour  $n > 6$  niveaux

$h_{cr}$  :est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats;

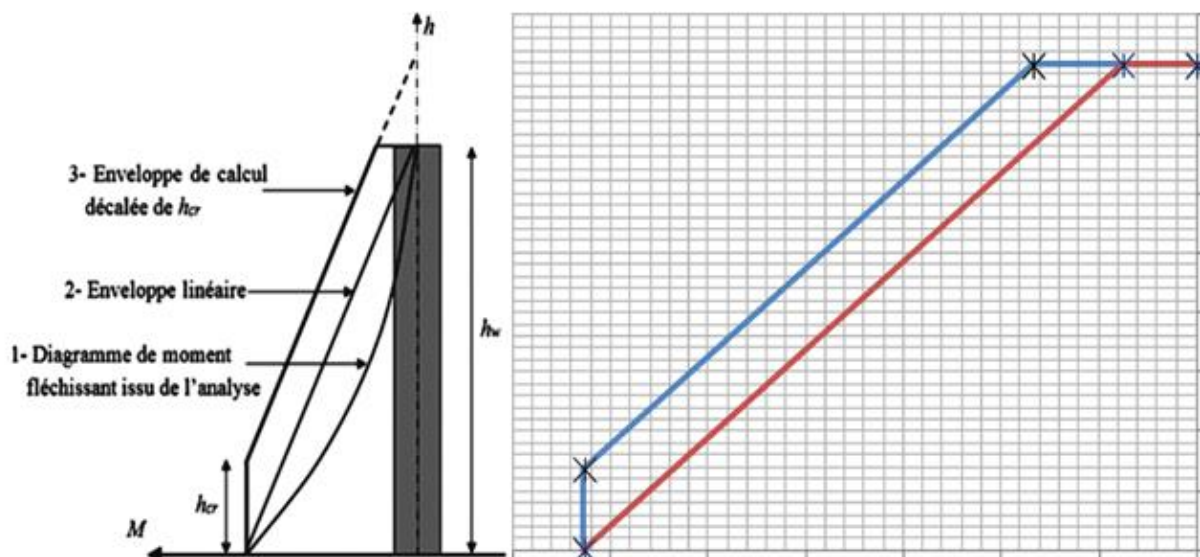
$h_w$  est la hauteur totale du voile (cf. Figure (7.14)).

### ENVELOPPE DU DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT:

Zone critique a la base du voile

La première étape consiste a. amplifier le diagram.me initial de 40%.

La. deuxième étape consiste a. maintenir la courbe amplifiée de la base du voile jusqu 'a une hauteur égale a. .  $(\frac{h_w}{3})$ .



Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte

**Remarque:** Pour ce système de contreventement, Le diagramme des efforts tranchants ne sera pas amplifié.

### FERRAILLAGES DU VOILE EN FLEXION COMPOSEE ET CALCUL DU MOMENT RESISTANT

#### Conditions géométrique :

-Longueur confinée ( $l_c$ ) :

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w) \dots \dots \dots (7.24)$$

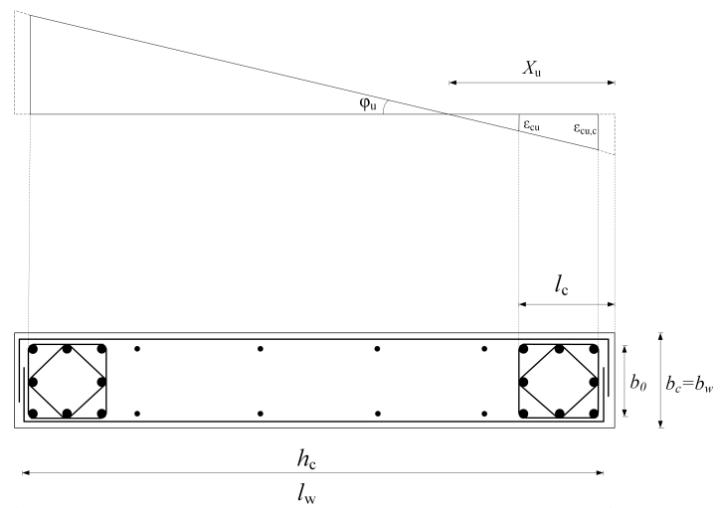
$l_w$  : Longueur du voile

$b_w$  : largeur de l'âme du voile

$$l_c \geq \max(0.15 * 4.60; 1.5 * 0.25)$$

$$l_c \geq 0.69 \text{ m}$$

-Epaisseur confinée ( $b_c$ ) :



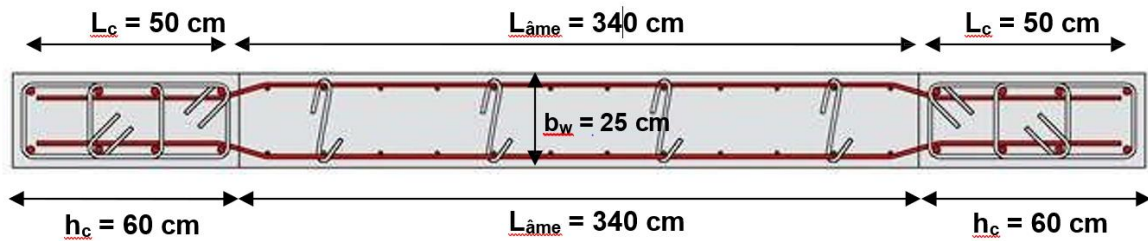
$$\text{Si } l_c \leq \min(2b_w; 0.2L_W) \Rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{15}$$

$$\text{Si } l_c \leq \max(2b_w; 0.2L_W) \Rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{10}$$

$$l_c = 0.5 \leq \min(2b_w; 0.2L_W) = \min(0.5; 0.92) = 0.5 \quad b_c \geq \frac{h_e}{15} \Rightarrow b_c = 25 \geq \frac{360}{15} \Rightarrow$$

24 cv

AVEC :  $b_c \geq 20 \text{ cm}$



**FERRAILLAGE DE L'AME :**

**ACIERS VERTICAUX :**

**Diamètre maximal :**

$$8 \text{ mm} \leq \phi_{\max} \leq \frac{b_w}{8}$$

Alors :

$$\phi_{\min} = 8 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = \frac{b_w}{8} = \frac{250}{8} = 30 \text{ mm}$$

Choix  $\phi_l = 14 \text{ mm}$

**Espacement maximal :**

$$S_{t\max} \leq \min(250 \text{ mm}; 25 \phi_{\min}) \Rightarrow S_{t\max} \leq \min(250 \text{ mm}; 25 * 14 \text{ mm}) \Rightarrow S_{t\max} = 25 \text{ cm}$$

**(choisi) = 15 cm**

**ACIERS HORIZONTAUX :**

Résistance à l'effort tranchant :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{V^-}{z \times f_e}$$

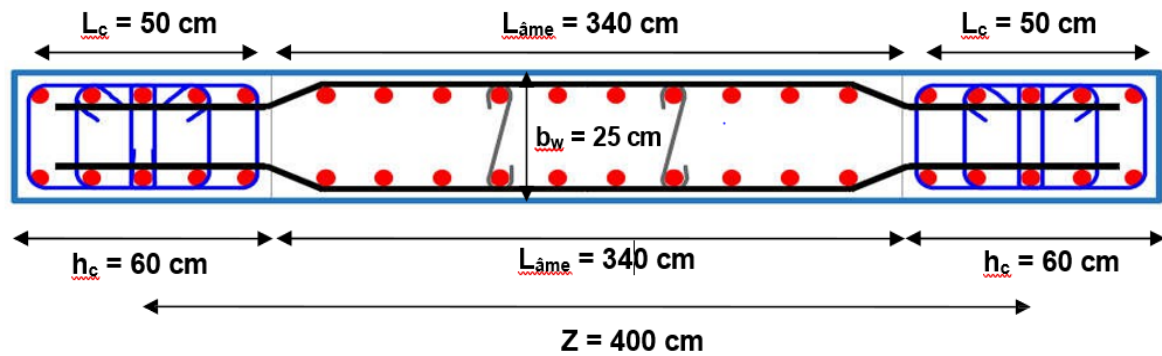
S : espacement des cours d'armatures transversales

$V^-$  : Effort tranchant de calcul,  $\square = 1.4 \square$

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.  $f_e = 500$

Mpa ;

z = 400 cm ; S = 15 cm, **V = 180.69 Kn** ;  $V^- = 252.966$



$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{v^-}{z \times f_e}$$

$$A_h \geq \frac{s \times v^-}{z \times f_e} \Rightarrow A_h \geq \frac{15 \times 252.96}{400 \times 500} \times 10 = 0.189 \text{ cm}^2$$

#### FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE RIVES:

Pourcentage minimal longitudinal :  $\geq 0.5 \%$  de la surface de la zone confinée :

$$A_{Vmin} \geq 0.5\%(l_c * b_c)$$

$$A_{Vmin} \geq 0.5\%(l_c * b_c) \Rightarrow A_{Vmin} \geq 0.5\% * 60 * 25 \Rightarrow A_{Vmin} \geq 7.5 \text{ cm}^2$$

-Espace vertical armatures confinement ( $S_t$ ) :

$$S_t \leq \min \left( \frac{b_0}{3}; 12.5 \text{ cm}; 6\phi_l \right); \phi_l \geq 12 \text{ mm.}$$

$$S_t \leq \min \left( \frac{25}{3}; 12.5 \text{ cm}; 6 * 2 \right) \Rightarrow S_t \leq 6.66 \Rightarrow S_t = 6 \text{ cm}$$

Section minimale des armatures de confinement :

$$A_t \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \times S_T \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \\ 0.3 \times s_t \times b_0 \times \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \frac{f_{c28}}{f_e} \end{array} \right.$$

$$A_t \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \times 6 \times 20 \times \frac{25}{500} \\ 0.3 \times 6 \times 25 \times \left( \frac{60 \times 25}{20 \times 50} - 1 \right) \times \frac{25}{500} \end{array} \right.$$

$$A_t \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.54 \\ 2.7 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow A_t \geq 2.7 \text{ cm}$$

JUSTIFICATION DE LA CONDITION DE LA DUCTILITE LOCALE:

La longueur comprimée des parties de rive  $l_c$ , calculée

$$l_{c\text{calcul}} = X_u \times \left( 1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}} \right) \dots \dots (7.39)$$

Avec :

$X_u$  : Position de l'axe neutre

$\epsilon_{cu}$  : Déformation critique du béton 0,35%

$\epsilon_{cu}$  : Raccourcissement limite a la rupture

$l_{c,calcul} \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w)$ .

- Position de l'axe neutre :

$$X_u = (v_d \times w_v) \frac{l_w \times b_c}{b_0} \dots \dots \dots (7.37)$$

Avec:

$v_d$  : Effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire

$\omega_v$  : Pourcentage normalise des armatures verticales d'âmes

$N_d = 410.87 \text{ KN}$  ;  $L_w = 4.60 \text{ m}$  ;  $b_c = 25 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 20 \text{ cm}$

$$v_d = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.40 \Rightarrow \frac{922.08 \times 10^3}{(250 \times 4600) \times 25} = 0.32 \leq 0.40$$

$$w_v = \frac{A_{sv}}{(l_w \times 2l_c) \times b_w} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \dots \dots \dots (7.34)$$

Avec: com e du voile

$$f_{yd} : \text{Val pres } \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s} \dots \dots \dots (7.32)$$

$$\text{eur de sion } \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{500}{25} \times \frac{1.2}{1} = 24$$

$$\text{calcul de la Secti } w_v = \frac{33.40 \times 10^{-4}}{(4.6 \times 2(0.50)) \times 0.25} \times 24 = 0.069 \dots \dots \dots (7.34)$$

$$\text{limite on d'élastic de } X_u = (0.32 + 0.069) \times \frac{460 \times 25}{20} = 58.07 \text{ cm} \dots \dots \dots (7.37)$$

ité de ferra **Raccourcissement limite a la rupture ( $\epsilon_{cu}$ ):**

$$\text{l'acier illag } \epsilon_{cu} = 0.0035 + 0.1\alpha w_{wd} \dots \dots \dots (7.38)$$

fed e **Avec:**

$f_{cd}$  : Vale corr  $w_{wd}$  : Rapport mécanique en volume des armatures de confinement.

ur de espo  $\alpha$  : Coefficient d'efficacité du confinement.

$$\text{calcul ndan } w_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \dots \dots \dots (7.31)$$

$$\text{de la t à la résistan secti } w_{wd} = \frac{V_{st}(\text{cm}^3)}{V_{nc}(\text{cm}^3)} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

ce du on **Volume du noyau en béton ( $V_{nc}$ ):**

$$\text{béton à de } V_{nc} = h_{cr} \times b_0 \times l_c = 510 \times 20 \times 50 = 510000 \text{ cm}^3$$

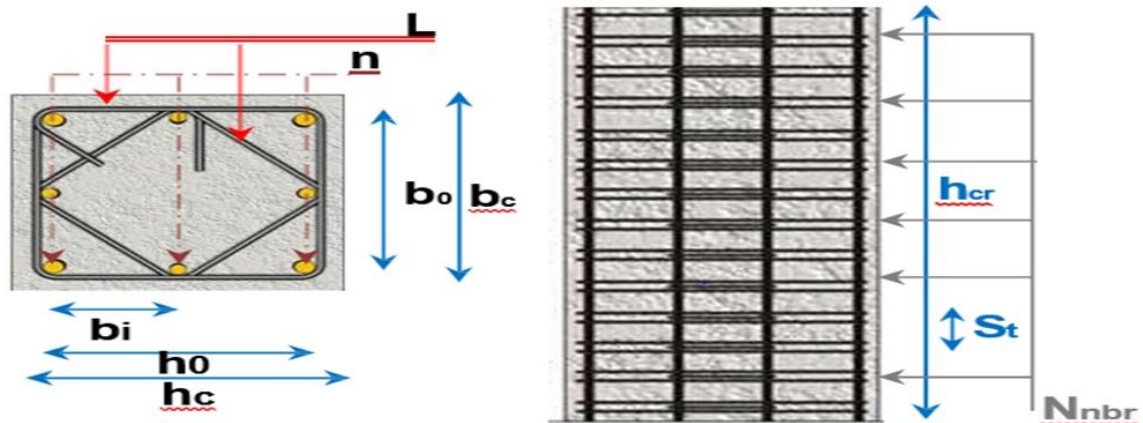
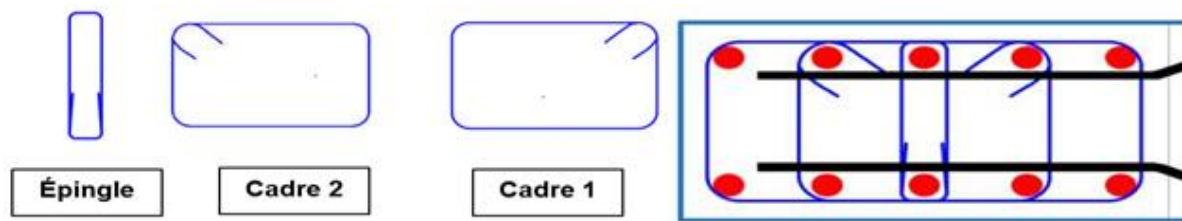
la l'âm **Volume des armatures de confinement ( $V_{st}$ ):**

$$V_{st} \\ = L \\ \times \left( \pi \\ \times \frac{\varnothing_l^2}{4} \right) \\ \times N_{br}$$

**L:** La  
longueu  
r total  
des  
armatur  
es  
transve  
rsales  
(cadre+  
étrier+  
épingle)

**Nbr:**  
nombre  
des  
cadres  
sur la  
longueu  
r  
critique  
(Lcr)





$$L = L1(\text{cadre 1}) + L2(\text{cadre 2}) + L3(\text{ épingle})$$

$$L = (b_0 \times 2 + L_c \times 2 + 5 + 5) \times 2 + (b_0 \times 2 + 5 + 5)$$

$$L = (20 \times 2 + 50 \times 2 + 5 + 5) \times 2 + (20 \times 2 + 5 + 5)$$

$$L = 300 + 50$$

$$L = 350 \text{ cm}$$

$$N_{br} = (L_{cr} - 10 \text{ cm}) / St = (510 - 10) / 6 = 83.33 \text{ cadre}$$

$$V_{st} = L * (\pi \times \frac{\phi_l^2}{4}) \times N_{br} = 350 (3.14 \times \frac{0.8^2}{4}) * 83.33 = 14652.747 \text{ cm}^3$$

$$W_{wd} = \frac{V_{st}(\text{cm}^3)}{V_{nc}(\text{cm}^3)} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{14652.747}{510000} \times 24 = 0.68954$$

$$W_{wd} = 0.67$$

Coefficient d'efficacité du confinement  $\alpha$  :

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left( \frac{b_i^2}{6b_0 \times h_0} \right) \\ \alpha_s = \left( 1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left( 1 - \frac{t}{2h_0} \right) \end{cases}$$

n: nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles

bi: distance entre des barres maintenus consécutives.

**n = 10 bars; bi = 10cm ; b0 = 20cm ; h0 = 50cm ; t = 6cm**

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \left( \frac{b_i^2}{6b_0 \times h_0} \right) = 1 - 10 \times \frac{10^2}{6(20) \times 50} = 0.83$$

$$\alpha_s = \left( 1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left( 1 - \frac{t}{2h_0} \right) = \left( 1 - \frac{6}{2(20)} \right) \left( 1 - \frac{6}{2(50)} \right) = 0.80$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0.83 \times 0.80 = 0.66$$

$$\alpha = 0.66$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1\alpha W_{wd} \dots \dots \dots (7.38)$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \times 0.66 \times 0.67 = 0.0477$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.05$$

$$l_{ccalcul} = X_u \left( 1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}} \right) \dots \dots \dots (7.39)$$

$$l_{ccalcul} = 58.07 \times \left( 1 - \frac{0.0035}{0.05} \right) = 54.00 \text{ cm}$$

Cette longueur  $l_{ccalcul} \geq \max(0.15l_w ; 1.5b_w) \Rightarrow 54.00 \text{ cm} > 69 \text{ cm}$  cv

-On calcule les volumes sur la hauteur critique  $h_{cr} = 5.10 \text{ m}$

$$\alpha W_{wt} = 30 u\Phi \times (v_d + w_v) \times \varepsilon_{sy} d \frac{bc}{b_0} - 0.035 \dots \dots \dots (7.30)$$

$u\Phi$  : Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure

$\varepsilon_{sy}$ : Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier, donnée comme suit :

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0.0025$$

requis du coefficient de ductilité en courbure  $u\Phi$ :

$$u\Phi = \begin{cases} 2 \left( \frac{R}{Q_F} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & \text{Si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \left[ \left( \frac{R}{Q_F} \times \frac{M_{ED}}{M_{ED}} \right) - 1 \right] \times \frac{T_2}{T_0} & \text{Si } T_0 < T_2 \end{cases} \dots \dots \dots (7.36)$$

$M_{ED}$ : est le moment fléchissant issu de l'analyse (enveloppe de calcul décalée de ha du mur

$M_{RD}$ : est la résistance à la flexion de calcul.

$$M_{ED} = 4961.79 \text{ N.m} ; M_{RD} = 497.82 T_0 = 0.15 T_2 = 0.60 R = 4.5 Q_F = 1.30$$

$$\mu_\Phi = 2 \left( \frac{R}{Q_F} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \quad \text{Si } T_0 \geq T_2$$

$$\mu_{\phi} = 2 \left( \frac{4.5}{1.3} \times \frac{4961.79}{97.82} \right) - 1 = 6.4$$

$$Si T_0 \geq T_2$$

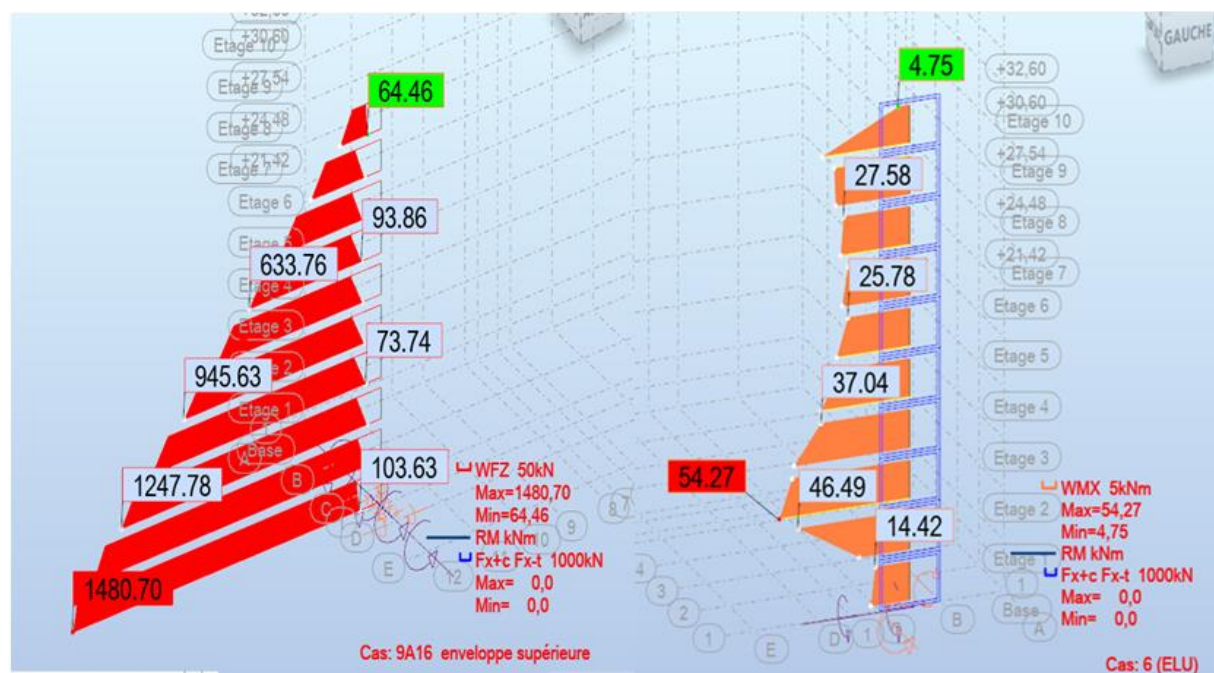
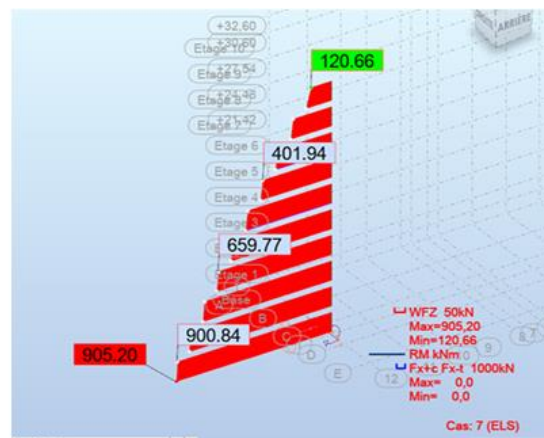
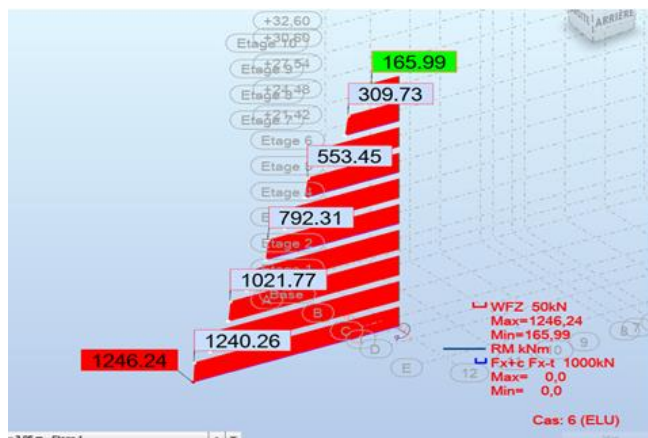
$$0.66 \times 0.67 \geq 30 \times 6.4 \times (0.05 + 0.24) \times 0.0025 \times \frac{25}{20} - 0.0035$$

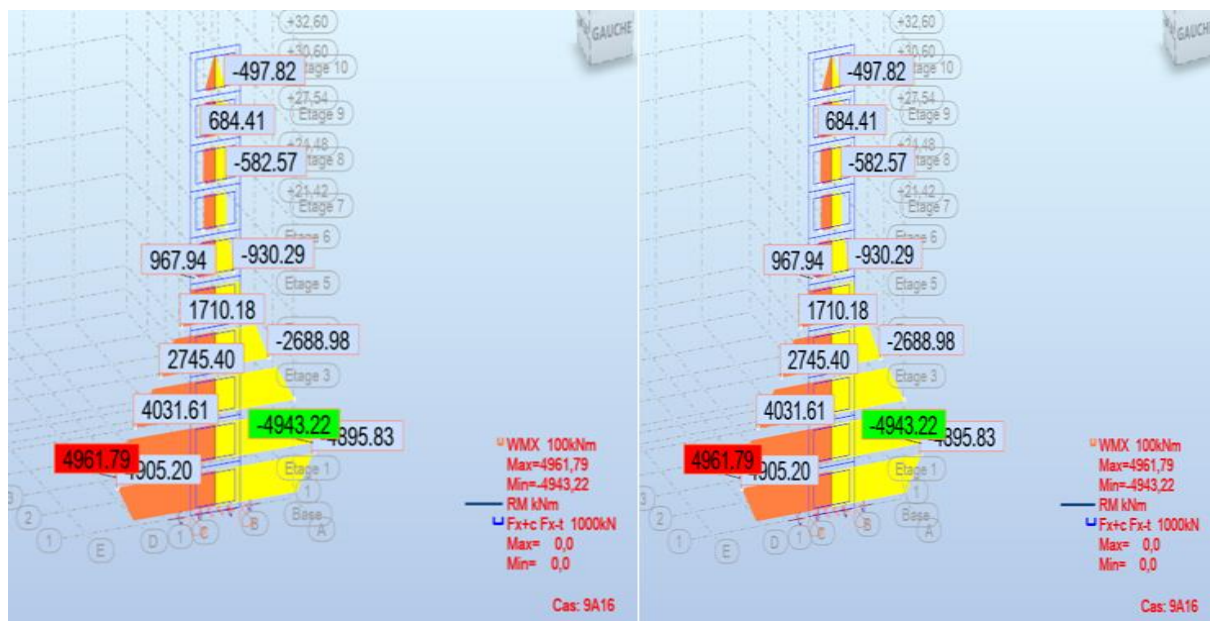
$$0.67 \geq \frac{(30 \times 6.4 \times (0.05 + 0.24) \times 0.0025 \times \frac{25}{20} - 0.0035)}{0.66}$$

$$0.67 \geq 0.55 \quad cv$$

Les sollicitations :

Ferraillage de Voil

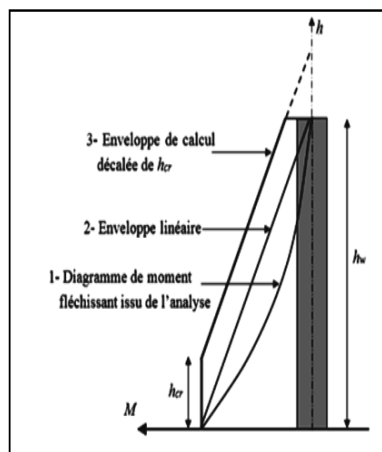




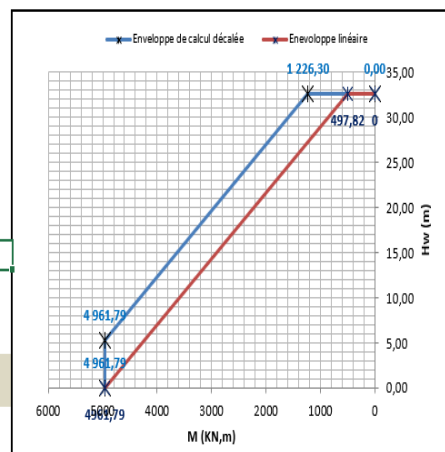
### ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES MOMENTS FLECHISSANT

R.P.A 2024

Vers 1.0



Nombre d'étages	10
$h_e$ (m)	2,66
$l_w$ (m)	4,6
$h_w$ (m)	32,6
M InferMax	4961,79
M SuperMax	497,82
$h_{cr1}$ [7,22]	5,433333
$h_{cr}$ [7,23]	5,32
$H_i$ [m]	2,00
$M_i$ [kN,m]	4961,79



### ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES EFFORTS TRANCHANTS

R.P.A 2024

Vers 1.0

**EXPERT BA - Flexion composée**

Général | Calcul | Vérification | Expert | Interaction N / M

Charges (kN, kN\*m)

	Type de sollicitation	N	M
1	ELA	64,46	1226,30
2	ELA	1480,70	4961,79
3			

Calculé en  
☐ Poutre ☒ Poteau

Résultats

$A_{s1} = 19,4 \text{ cm}^2$   $A_{s2} = 19,4 \text{ cm}^2$

% d'armatures  $\rho = 0,34 \%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum  $\rho_{min} = 0,34 \%$  ☐ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum  $\rho_{max} = 5,00 \%$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 25,0 ☒ Bloquée

h = 460,0 ☒ Bloquée

d<sub>1</sub> = 3,2 d<sub>2</sub> = 3,2

**CALCULER** Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

### Calcul de Section en Flexion Composée

Béton:  $f_{c28} = 25$  (MPa) ; Acier:  $f_e = 500$  (MPa)

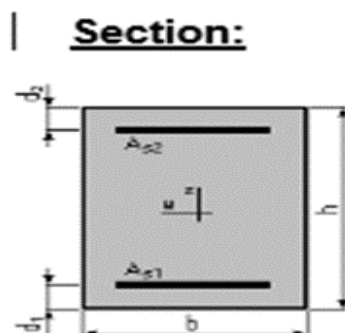
Fissuration non préjudiciable

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul en poteau

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



b(cm)	h(cm)	d1(cm)	d2(cm)
25	460	3, 2	3, 2

Tableau VI.32 :Dimension de la voile

CAS	Type	N (kN)	M (kNm)
1	ELA	64,46	1226,30
2	ELA	1480,70	4961,79

Tableau VI.33 :Les effort est moment

### 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

<b>Section théorique(cm2)</b>	As1 =19.4	<b>Section théorique(cm2)</b>	As2 =19.4
<b>Section minimum(cm2)</b>	As min = 38 ,8	<b>Section maximum(cm2)</b>	
<b>Section théorique(%)</b>	r=0.34	maximum r max =5.00%	
<b>Section minimum(%)</b>	r min=0.34		

**Tableau VI.34 : Résultats**

**Analyse par Cas:**

Cas N° 1: Type ELAN = 64, 46 (kN) M = 1226 ,30(kN× m)

Coefficient de sécurité: 4,00Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 27.3 (cm)

Bras de levier:Z = 445, 9 (cm)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10, 0$  (%)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0.64$ (%)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500, 0$  (MPa) comprimée: $\sigma_s^- = 112.4$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELAN** = 1480, 70 (kN) ; M = 4961 ,79(kN× m)

Coefficient de sécurité:2.11Pivot: A

Position de l'axe neutre,y = 87, 0(cm)

Bras de levier.Z = 422, 0 (cm)

Déformation de l'acier $\epsilon_s = 10,00$ (%0)

Déformation du béton:  $\epsilon_s = 2.35$ (%)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500, 0$  (MPa) comprimée:  $\sigma_s^- = 453.4$  (MPa)

**CALCUL DES VOILES**

**Panneau: 289**

$f_{c28}$ (Mpa)	$f_e$ (Mpa)	L(m)	H(m)	e (cm)
25	500	4.60	3.06	25

**Tableau VI.35 :Les donnée**

**Combinaison de calcul :**

-États limites ultimes: 1.35G + 1.5Q

-États limites accidentels accidentels : G + Q + E



#### 4-Sollicitation de calcul

Voile	Cas de charge	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]
289	6	214.64	-38.75	27.5	-0.14	-0.24	0.03
289	9	63.11	-14.31	17.9	-0.04	-0.07	0.02
289	10	-12.37	427.07	307.23	-0.5	0.52	0.28
289	11	146.57	-311.67	-172.67	0.24	-0.5	-0.16
289	12	265.81	-564.15	-328.01	0.43	-0.9	-0.3
289	13	125.62	255.55	209.31	-0.41	0.19	0.19
289	14	6.38	508.03	364.65	-0.61	0.6	0.33
289	15	209.08	-41.82	18.74	-0.14	-0.24	0.02
289	16	284.56	-483.2	-270.58	0.32	-0.83	-0.25

**Tableau VI.36 : Sollicitation de calcul**

**Avec:**

**NRx:**Effort normal

**MRz:**Moment fléchissant

**Try :**Effort tranchant

**SRo:**Contrainte gauche

**SRe:**Contrainte droite

**tR:**Contrainte de cisaillement

#### 5-Vérification des contrainte à l'État limite ultime :

L'effort limite à l'ELU est calculé par la formule suivante :

$$N_{u-lim} = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

**Br:** la section réduite du voile = L (e - 0.02)

**As:** section d'armature minimale selon RPA2024=0.15%. L.e

$$\gamma_b = 1.5; \gamma_s = 1.15$$

$$\text{Coefficient } \alpha = \frac{0.85}{1 - 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50 \quad \text{Coefficient } \alpha = 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda \leq 50$$

$$\text{l'elancement } \lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{e} \quad \text{La longueur du flambement } L_f = 0.85.H$$

$L_f$	$\lambda$	$\alpha$	Br	$N_{u-lim}$
2.60	36.04	0.70	1.04	410.87

**Tableau VI.37 : Vérification des contrainte à ELU**

La contrainte limite à l'ELU est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{ultim} = \frac{N_{ultim}}{e \times L}$$

**Vérification: 2**

$\sigma_{ultim}$	$\sigma_{ELU}$	Condition
0.37	0.35	Condition vérifiée

**Tableau VI.38 : La contrainte limite à l'ELU**

6-Vérification des contrainte à l'État limite accidentelle:

En utilisant les mêmes formules précédentes avec  $\gamma_b = 1.15; \gamma_s = 1$

**Vérification:**

$\sigma_{ELA lim}(\text{Mpa})$	$\sigma_{ELA}(\text{Mpa})$	Condition
0.42	7.09	Condition vérifiée

**Tableau VI.39 : Vérification des contrainte ELA**

7-Vérification des contraintes de cisaillement RPA99 V2024 Art 7.7.2:

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit

$$\tau_b \leq \tau_b^- = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau = \frac{T_U^{MAX}}{b_0 \times d} \leq \tau_u = \min \left( \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\text{Ou } \tau_b = \frac{V^-}{b_0 d}$$

**b<sub>0</sub>:**épaisseur du linteau ou du voile

**d :**hauteur utile =0,9h

**h:**hauteur totale de la section brute



Avec  $V^- = 1.4 \times V$

V(KN)	$\tau_b(Mpa)$	Tadm(Mpa)	Condition
180.69	0.25	0.00	Condition vérifiée

**Tableau VI.40 : Vérification des contraintes de cisaillement**

8-Calcul du ferrailage vertical en flexion composée

**Tableau récapitulatif des résultats de calcul :**

As1(cm <sup>2</sup> )	As2(cm <sup>2</sup> )	Avj(cm <sup>2</sup> )	A-tot(cm <sup>2</sup> )	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )
2.47	0.00	33.40	35 .87	12.20

**Tableau VI.41 : Tableau récapitulatif des résultats de calcul**

**9-Choix des armature verticales**

	Bord Gauche	Bord Droit
<b>Raidisseur</b>	OUI	OUI
<b>Diamètre (mm)</b>	20.00	20.00
<b>Espacement (cm)</b>	0.00	0.00
<b>Nombre des barres</b>	12.00	12.00
<b>As-choix (cm<sup>2</sup>)</b>	37 .68	37 .68

**Tableau VI.42 : Choix des armature verticales**

**10- Armatures réparties**

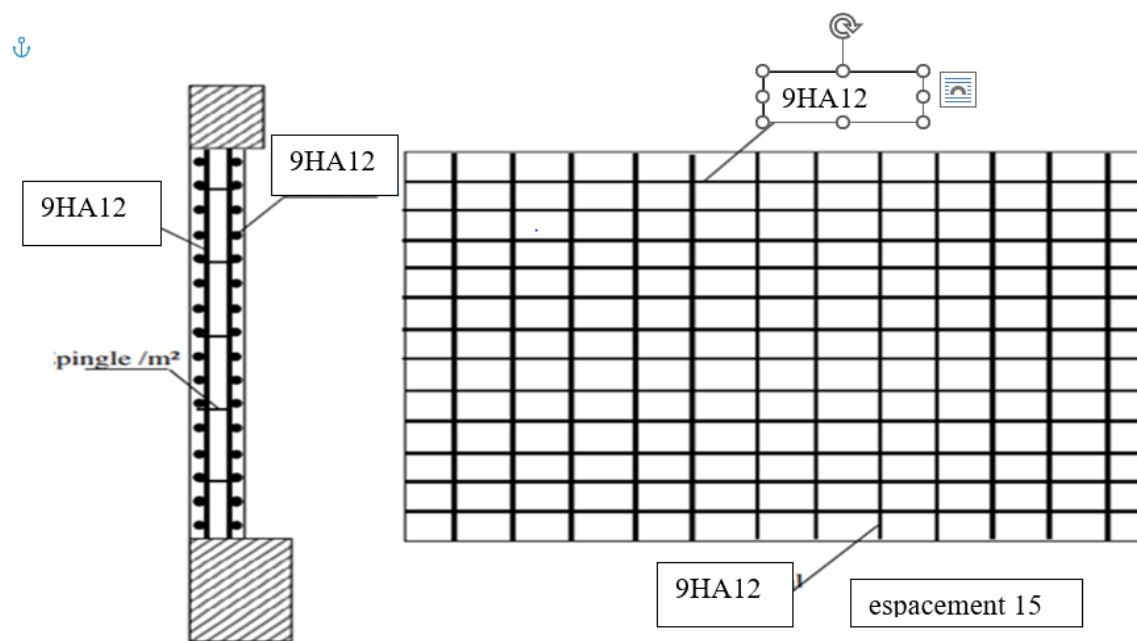
Les armatures réparties se trouve dans la zone courante du voile, selon l'RPA le pourcentage minimal est égal à 0,10%

Ar-min [cm <sup>2</sup> ]	Ar-choix	
	Choix des armatures	Ar [cm <sup>2</sup> ]
9.00	HA 12 espacement 15	56.52

**Tableau VI.43 : Armatures réparties**

**11- Armatures horizontales**

Selon l'RPA le pourcentage minimal est égal à 0,15% => HA 12 espacement 15



### CONCLUSIONS:

- 1- On précise que le dimensionnement du voile est fait uniquement à la base, et les armatures de confinement calculées sont obligatoires sur la hauteur de la zone critique ( $h_{cr} = 5.10 \text{ m}$ ) et non pas sur la hauteur totale du voile
- 2- La longueur de confinement à adopter est de ( $l_c = 50\text{cm}$ )
- 3- L'utilisation des éléments de rives avec une épaisseur  $b_c > 20 \text{ cm}$  peut réduire la longueur confinée du voile étudié.

# **Chapitre VII**

## **Etude AU VENT**

**Chapitre VII****VII .1. Introduction**

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine du génie civil, les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

**VII.2. Application du R N V 99****1/ Valeur de la pression dynamique de référence  $q_{ref}$ :**

- ✓ Le projet implante dans la willaya de Sétif : Zone I (annexe -1 : RNV99).
- ✓  $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$  (tableau 2.3 : RNV99).

Zone	$q_{ref}(\text{N/m}^2)$	$q_{temp}(\text{N/m}^2)$
I	375	270
II	470	340
III	575	415

**Tableau VII.01.Valeur de la pression dynamique de référence.****2/ Catégorie terrain: D'après le tableau (2.4 des RNV99) on a :**

$K_t$	$Z_0$	$Z_{min}$	$\epsilon$
0.17	0.01	2	0.11

**Tableau VII.02.Catégorie terrain**

Site	$C_t(Z)$
Site plat( $\Phi < 0,05$ , voir §4.3.4)	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
Site montagneux	1,5

**Tableau.VII.03. Coefficients de topographie****VII.2.1. Choix du sens du vent : (chap. 02 - § 1.1.1 : RNV99).**

Le calcul suit la réglementation de calcul d'une structure rectangulaire :

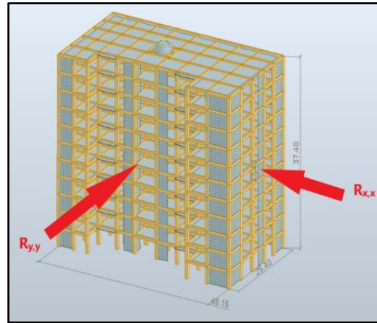


Figure VII.01:Action du vent

### VII.2.2. Coefficient dynamique de la construction $C_d$ :

D'après la figure 3.1 page 51. RNV99 (par interpolation)

$R_{XX}$  : Par définition, c'est la résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction XX .

$R_{YY}$  : Par définition, c'est la résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction YY.

- Sens x-x V1 :

Pour  $h = 30.60\text{m}$  et  $b = 38.65\text{ m}$ .

On utilise l'abaque de la figure 3.1 (page51) Après l'interpolation :

On aura :  $C_d = 0,94$

- Sens y-y V2 :

La structure du bâtiment étant en béton armé, on utilise la figure 3.1 du RNV99, qui nous donne

Pour  $h = 30.60\text{m}$  et  $b = 18.70\text{ m}$ .

Après l'interpolation :

On aura :  $C_d = 0,92$

$C_d < 1.2$  donc : la structure est peu sensible aux excitations dynamiques (Chap. 02- §3.2.RNV99)

•Evaluation de la pression due au vent ( $q$ ) : (chap. 02 - § 1.2.2 : RNV99).

$$q_j = C_d \times W_j(Z)$$

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

•Evaluation de  $C_e(Z)$ : (chap. 02 - § 3.3 : RNV99).

$C_e(Z)$  : c'est le coefficient d'exposition au vent donné par la formule suivante:

$$C_e(Z) = C_{t2}(Z) \times C_{r2}(Z) \times \left[ 1 + \frac{(7 \times K T)}{(C_{Tz} \times C_{Rz})} \right]$$

Cr : Coefficient de rugosité.

•**Evaluation de Cr (Z) j : (chap. 02 - § 4.2 : RNV99).**

$$Cr(Z) = K_t \times L_n \times \frac{Z}{Z_0} \text{ pour : } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$Cr(Z) = K_t \times L_n \times Z_{\min} \text{ pour : } Z \leq Z_{\min}$$

•**Evaluation de la pression dynamique (qdyn) : (chap. 02 - § 3.2 : RNV99).**

Avec :  $C(Z_{eqT}) = 1$ .

Cr : Coefficient de rugosité, qui est défini par la loi logarithmique.

$$C_r = K_T \cdot \ln(Z_j/Z_0) \text{ pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m.} \quad K_T = 0,17Z_{\min=2}$$

Z <sub>j</sub> (m)	K <sub>t</sub>	Z <sub>0</sub>	Z <sub>min</sub>	C <sub>r</sub>	C <sub>t</sub>	C <sub>e</sub>	q <sub>ref</sub>	q <sub>dyn</sub> N/m <sup>2</sup>
1.53	0,17	0.01	2	0,855	1	1,87	375	701.25
4.59	0,17	0.01	2	1.041	1	1,16	375	435
7.65	0,17	0.01	2	1,128	1	1,309	375	490.87
10.71	0,17	0.01	2	1,185	1	1,407	375	527.62
13.77	0,17	0.01	2	1,228	1	1,482	375	555.75
16.83	0,17	0.01	2	1,262	1	1,541	375	577.875
19.89	0,17	0.01	2	1,291	1	1,593	375	597.375
22.95	0,17	0.01	2	1,315	1	1,635	375	613.125
26.01	0,17	0.01	2	1,336	1	1,673	375	627.37
29.07	0,17	0.01	2	1,355	1	1,707	375	640.12
32.13	0,17	0.01	2	1,372	1	1,737	375	651.37

**Tableau.VII.04. Détermination de la pression dynamique Qdyn**

### VII.2.3. Détermination des coefficients de pression extérieure C<sub>pe</sub> v.1.

Les coefficients de pression externe C<sub>pe</sub> des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

C<sub>pe</sub> s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe,10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas :

- Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2$  Alors  $C_{pe} = C_{pe,10}$

$$\left. \begin{array}{l} S_{xx} = 572.22 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \\ S_{yy} = 1182.69 \geq 10 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \text{ Donc } C_{pe} = C_{pe,10}$$

<sup>1</sup>/ Sens x-x (V1)

Parois verticales :

$$e = \min [b, 2h] = \min [18.70, 2 \times 32.13] \quad e = 18.70 \text{ m} \quad d = 38.65 \text{ m} > e = 18.70 \text{ m} \quad A, B, C.$$

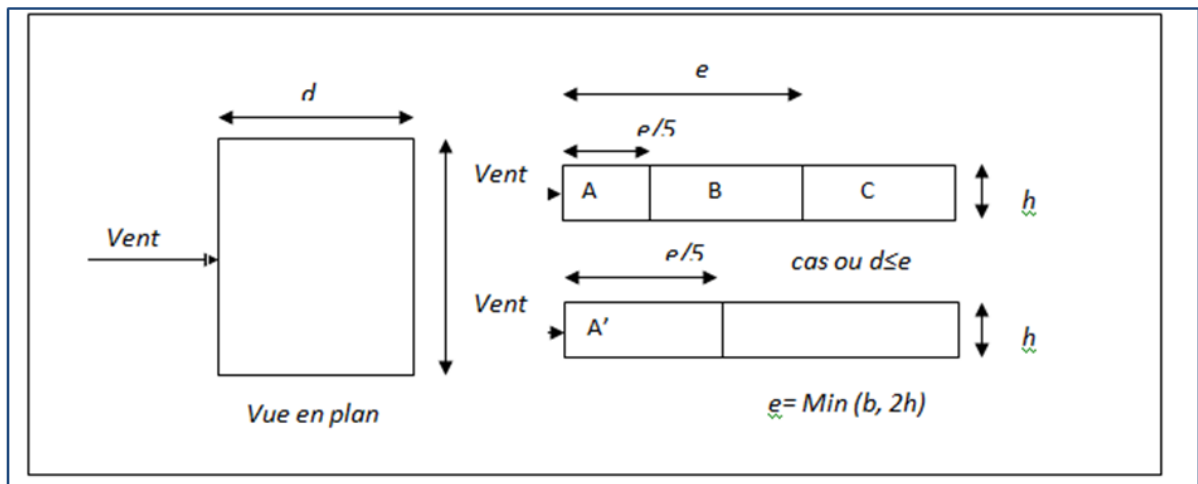


Figure VII.2.Légende pour les parois verticales.

AA'		BB'		C		D		E	
Cpe, 10	Cpe, 1	Cpe, 10	Cpe, 1	Cpe, 10	Cpe, 1	Cpe, 10	Cpe, 1	Cpe, 10	Cpe, 1
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Tableau.VII.05.Valeur de Cep sur les plats

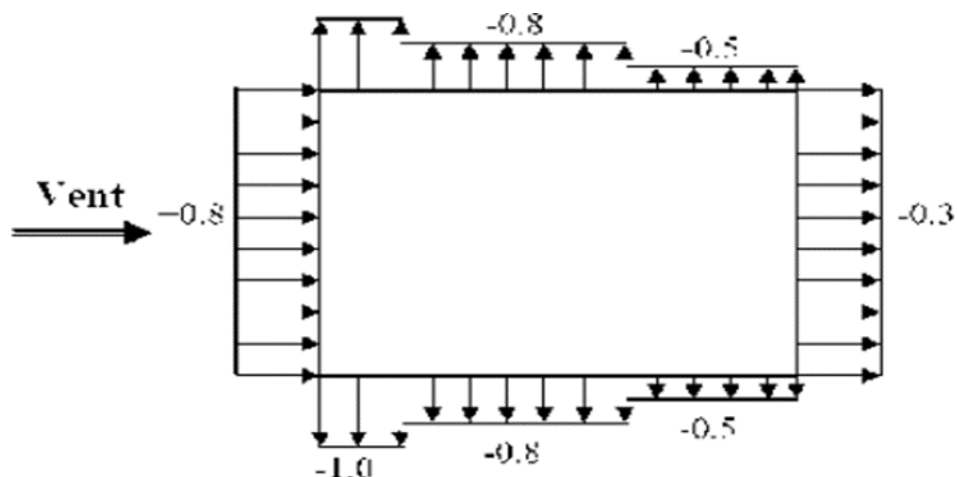


Figure VII.3. Valeur Cpe sur les parois verticales

Toiture :

$Cpe = f(h_p/h)$  ( tableau 5.2 chap. 5 RNV99)  $h_p/h = 0.60/32.13 = 0.0186$

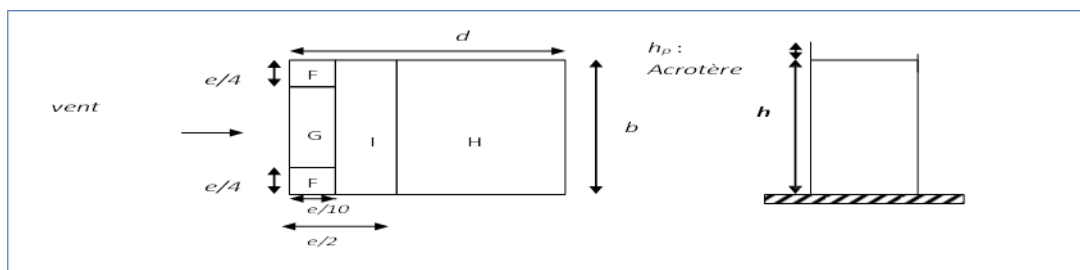


Tableau VII.4. Légende pour les toitures plates.

	F		G		H		I	
	Cpe 10	Cpe 1	Cpe 10	Cpe 1	Cpe 10	Cpe 1	Cpe 10	Cpe 1
$H_p/h = 0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	0.2	

Tableau.VII.06. Valeurs des Cpe sur la toiture plate.

VII.2 .4. Evaluation de la pression intérieure (Cpi) (sens x-x V1): (chap. 05-§2.2.2 NV99)

Dans le cas de bâtiment avec cloisons Intérieure; les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$Cpi = 0.8$  et  $Cpi = -0.5$

VII.2 .5. Evaluation de la pression due vent (q) (sens x-x V1) :

1.Les Parois verticales :  $Cpi=0.8$

Tableau VII.4. Pression dynamique qdyn.



Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	qdyn(N/m2)	q(z)(N/m2)
A	1.53	0.94	- 1	0.8	701.25	- 1186.51
	4.59				435	- 736.02
	7.65				490.87	- 830.55
	10.71				527.62	- 892.73
	13.77				555.75	- 940.329
	16.83				577.875	- 977.60
	19.89				597.375	-1010.75
	22.95				613.125	- 1044.59
	26.01				627.37	- 1061.51
	29.07				640.12	- 1083.08
	32.13				651.37	- 1102.11
B	1.53	0.94	- 0.8	0.8	701.25	- 1054.68
	4.59				435	- 654.24
	7.65				490.87	- 738.26
	10.71				527.62	- 793.54
	13.77				555.75	- 835.84
	16.83				577.875	- 868.98
	19.89				597.375	- 898.44
	22.95				613.125	- 922.50
	26.01				627.37	- 8463.68
	29.07				640.12	- 962.74
	32.13				651.37	- 979.60

C	1.53	0.94	-0.5	0.8	701.25	- 856.922
	4.59				435	- 531.57
	7.65				490.87	- 599.843
	10.71				527.62	- 644.751
	13.77				555.75	- 679.380
	16.83				577.875	- 706.047
	19.89				597.375	- 729.986
	22.95				613.125	- 749.538
	26.01				627.37	- 766.646
	29.07				640.12	- 782.226
	32.13				651.37	- 795.974
D	1.53	0.94	0.8	0.8	701.25	0
	4.59				435	0
	7.65				490.87	0
	10.71				527.62	0
	13.77				555.75	0
	16.83				577.875	0
	19.89				597.375	0
	22.95				613.125	0
	26.01				627.37	0
	29.07				640.12	0
	32.13				651.37	0
	1.53				701.25	- 725.087

E	4.59	0.94	-0.3	0.8	435	- 449.79
	7.65				490.87	- 507.559
	10.71				527.62	- 545.559
	13.77				555.75	- 574.645
	16.83				577.875	- 597.4245
	19.89				597.375	- 617.680
	22.95				613.125	- 634.224
	26.01				627.37	- 648.700
	29.07				640.12	- 661.884
	32.13				651.37	- 673.5165

Tableau.VII.07. La pression due au vent (q) de la paroi verticale Cpi=0.8

Toiture(sensx-xV1):

ZONE	Z(m)	cd	cpe	cpi	$Q \text{ dyn } \left(\frac{N}{m}\right)^2$	Q(Z) (N/m)
F	32.13	0.94	-1.6	0.8	651.37	-1469.49
						-1163.34
G			-1.1			-918.431
H			-0.7			-612.28
I			(±)0.2			-367.372

Tableau VII.08. La pression due au vent (q) de la toiture Cpi=0.8

Par oisvertica les : Cpi= -0.5

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	qdyn(N/m2)	q(z)(N/m2)
	1.53				701.25	-329.58
	4.59				435	-204.45
	7.65				490.87	-230.70

A	10.71	0.94	-1	-0.5	527.62	-247.98
	13.77				555.75	-261.20
	16.83				577.875	-271.556
	19.89				597.375	-280.76
	22.95				613.125	-288.283
	26.01				627.37	294.863
	29.07				640.12	-300.856
	32.13				651.37	-306.14
B	1.53	0.94	-0.8	-0.5	701.25	-183.686
	4.59				435	-122.67
	7.65				490.87	-138.42
	10.71				527.62	-148.78
	13.77				555.75	-156.72
	16.83				577.875	162.930
	19.89				597.375	-168.458
	22.95				613.125	-172.970
	26.01				627.37	-176.918
	29.07				640.12	-180.513
	32.13				651.37	-183.686
	1.53				701.25	0
	4.59				435	0
	7.65				490.87	0
	10.71				527.62	0

C	13.77	0.94	-0.5	-0.5	555.75	0
	16.83				577.875	0
	19.89				597.375	0
	22.95				613.125	0
	26.01				627.37	0
	29.07				640.12	0
	32.13				651.37	0
D	1.53	0.94	0.8	-0.5	701.25	856.927
	4.59				435	531.51
	7.65				490.87	599.84
	10.71				527.62	644.75
	13.77				555.75	679.126
	16.83				577.875	706.047
	19.89				597.375	729.89
	22.95				613.125	749.538
	26.01				627.37	766.646
	29.07				640.12	782.226
	32.13				651.37	795.974
	1.53				701.25	131.835
	4.59				435	81.78
	7.65				490.87	92.28
	10.71				527.62	99.19
	13.77				555.75	104.481

E	16.83	0.94	-0.3	-0.5	577.875	108.622
	19.89				597.375	112.305
	22.95				613.125	115.31
	26.01				627.37	117.945
	29.07				640.12	120.342
	32.13				651.37	122.457

Tableau VII.09. La pression due au vent (q) du parois vertical Cpi= -0.5

1. Toiture:

ZONE	Z(m)	cd	cpe	cpi	Q dyn(N/m) <sup>2</sup>	Q(Z) (N/m)
F	32.13	0.94	-1.6	-0.5	651.37	-673.516
						-367.370
G			-1.1			-127.370
H			-0.7			-183.686
I			(-+)0.2			428.601

Tableau VII.10.La pression du eau vent(q)de la toiture Cpi=-0.5

VII.2.6.Calcul Force de frottement (sens x-x V1):

Les forces de frottement concernant les parois parallèles à la direction du Vent. La force de frottement F fr est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (§1.4.3 RNV99)[1]$$

**J**: indique un élément de sur face parallèle à la direction du vent.

**Z<sub>j</sub>**: hauteur du centre de l'élément j.

**S<sub>fr,j</sub>**: aire de l'élément de sur face j.

**C<sub>fr,j</sub>**: coefficient de frottement pour l'élément de sur face j.

**C<sub>fr</sub> = 0.01**(Tableau 2.1 RNV99)

Pour les parois verticales :  $S_{fr} =$

$d \times h_j$  (Tableau 2.2 RNV99) Pour la toiture :  $S_{fr} = d$

$\times b$  (Tableau 2.2 RNV99)

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être recalculées sont les constructions pour lesquelles soit le rapport  $d/b \geq 3$ , soit le rapport  $d/h \geq 3$  est vérifié.

### Pour notre structure:

- $d/b = 38.65/18.70 = 2.06 < 3$  ..... condition non vérifiée
- $d/h = 38.65/30.60 = 1.26 < 3$  ..... condition non vérifiée

\*Donc les forces de frottement ne seront pas prises en compte.

### VII .2.7.Détermination de la force résultante R (sens x-x V1):

La force résultante R se décompose en deux forces ; horizontale et verticale comme le montre la figure ci-dessous :

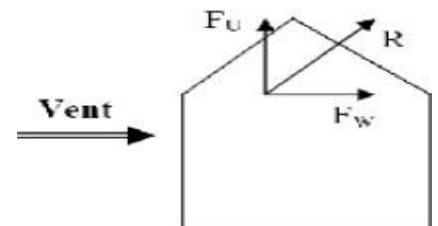


Figure VII.4.

**FW**: correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

**FU** : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :  $R = \sqrt{F_w^2 + F_u^2}$

Zone	Z (m)	q(z)(N/M)	surface	R(zx) (N)	R(zy) (N)
	1.53	0	118.629	0	0
	4.59	0	118.629	0	0
	7.65	0	118.629	0	0
	10.71	0	118.629	0	0
	13.77	0	118.629	0	0

<b>D</b>	<b>16.83</b>	0	118.629	0	0
	<b>19.89</b>	0	118.629	0	0
	<b>22.95</b>	0	118.629	0	0
	<b>26.01</b>	0	118.629	0	0
	<b>29.07</b>	0	118.629	0	0
	<b>32.13</b>	0	118.629	0	0
<b>E</b>	<b>1.53</b>	- 725.087	118.629	- 725.087	0
	<b>4.59</b>	- 449.79	118.629	- 449.79	0
	<b>7.65</b>	- 507.559	118.629	- 507.559	0
	<b>10.71</b>	- 545.559	118.629	- 545.559	0
	<b>13.77</b>	- 574.645	118.629	- 574.645	0
	<b>16.83</b>	- 597.4245	118.629	- 597.4245	0
	<b>19.89</b>	- 617.680	118.629	- 617.680	0
	<b>22.95</b>	- 634.224	118.629	- 634.224	0
	<b>26.01</b>	- 648.700	118.629	- 648.700	0
	<b>29.07</b>	- 661.884	118.629	- 661.884	0
	<b>32.13</b>	- 673.5165	118.629	- 673.5165	0
<b>F</b>	<b>32.13</b>	-1469.49	43.711	0	-64232.87
<b>G</b>	<b>32.13</b>	-1163.34	87.42	0	-101699.18
<b>H</b>	<b>32.13</b>	-918.431	174.845	0	-160583.06
<b>I</b>	<b>32.13</b>	-612.28	174.845	0	-107054.09
		-367.372	174.845	0	-64233.15

**Tableau VII.11.Valeurs des forces résultantes pour Cpi=0.8**

**Donc :**

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = -6636.058$$

$$N R_{yy} = \sum R_{yi} = - 497802.35 \text{ N}$$



Zone	Z (m)	q(z)(N\M)	surface	R(zx) (N)	R(zy) (N)
D	1.53	856.927	118.629	101647.85	0
	4.59	531.51	118.629	63047.71	0
	7.65	599.84	118.629	71153.02	0
	10.71	644.75	118.629	76480.24	0
	13.77	679.126	118.629	80557.21	0
	16.83	706.047	118.629	83851.29	0
	19.89	729.89	118.629	86579.55	0
	22.95	749.538	118.629	88910.19	0
	26.01	766.646	118.629	90938.83	0
	29.07	782.226	118.629	92787.648	0
	32.13	795.974	118.629	94418.43	0
E	1.53	131.835	118.629	15638.26	0
	4.59	81.78	118.629	9700.74	0
	7.65	92.28	118.629	109446.25	0
	10.71	99.19	118.629	11765.91	0
	13.77	104.481	118.629	12393.53	0
	16.83	108.622	118.629	12884.74	0
	19.89	112.305	118.629	13321.61	0
	22.95	115.31	118.629	13678.07	0
	26.01	117.945	118.629	13990.04	0
	29.07	120.342	118.629	14274.73	0
	32.13	122.457	118.629	14525.01	0
F	32.13	-673.516	43.711	0	-29440.05
G	32.13	-367.370	87.42	0	-32115.4854
H	32.13	-127.370	174.845	0	-22270.00
I	32.13	-183.686	174.845	0	-32116.578
		428.601	174.845	0	74938.741

Tableau VII.12.Valeurs des forces résultante pour Cpi=-0.5

Donc :  $R_{xx} = \sum x_i R = 1531207.069 \text{ N}$

$R_{yy} = \sum y_i R = -41003.36 \text{ N}$

2/ SENS (y-y) V2 :

Pour  $h = 30.60\text{m}$ , et  $b = 38,65\text{m}$  :  $C_d = 0.92$

Zj(m)	Kt	Zmin	Z0	Cr	Ct	Ce	Qdyn(N\m2)
1.53	0.17	2	0.01	0,855	1	1,87	701.25
4.59	0.17	2	0.01	1.041	1	1,16	435
7.65	0.17	2	0.01	1,128	1	1,309	490.87
10.71	0.17	2	0.01	1,185	1	1,407	527.62
13.77	0.17	2	0.01	1,228	1	1,482	555.75
16.83	0.17	2	0.01	1,262	1	1,541	577.875
19.89	0.17	2	0.01	1,291	1	1,593	597.375
22.95	0.17	2	0.01	1,315	1	1,635	613.125
26.01	0.17	2	0.01	1,336	1	1,673	627.37
29.07	0.17	2	0.01	1,355	1	1,707	640.12
32.13	0.17	2	0.01	1,372	1	1,737	651.37

**Tableau VII.13.Pression dynami que  $q_{dyn}$  sens Y-Y**

**VII.2.8.Détermination des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  (SENS y-V2):1/Parois verticales :**

$e = \min [ b , 2h ] = \min [38.65,$   
 $2 \times 30.60] \quad e = 38.65$   
 $m \quad e = 18.70 > d = 18.70 \text{ m}$

**A', B'**

AA'		BB'		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

**Tableau VII.14. Valeurs des  $C_{pe}$  sur la toiture plate.**

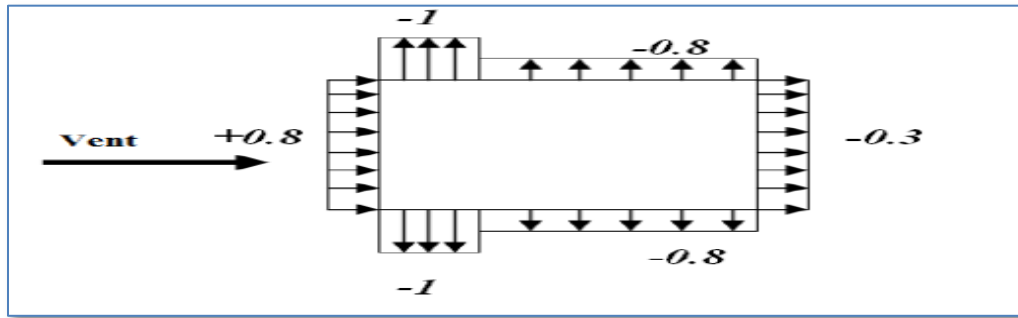


Figure VII.5. Valeur Cp sur les parois verticales

## 2/Toitures:

$C_{pe}=f(h_p/h)$ (tableau 5.2

chap. 5 RNV99)  $h_p/h = 0$ .

$60/30.60 = 0.0196$

	F		G		H		I	
	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$
$H_p/h = 0.0196$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	$\pm 0.2$	

Tableau VII.15.Valeurs des  $C_{pe}$  sur la toiture plate

## VII.2.9.Evaluation de la pression intérieure ( $C_{pi}$ ) (SENSy-yV2) : (chap. 05-§2.2.2

: RNV99)

Dans le cas de bâtiment avec cloisons Intérieure; les valeurs suivantes doivent être utilisées:

$C_{pi}=0.8$  et  $C_{pi}=-0.5$

## VII.2.10.Evaluation de la pression due vent ( $q$ ) (SENSy-yV2):

Parois vertical :  $C_{pi}=0.8$

Zone	Z(m)	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
	1.53				701.25	-5806.35
	4.59				435	-3010.8
	7.65				490.87	-4064.40
	10.71				527.62	-4368.69
	13.77				555.75	-1601.61

<b>A</b>	16.83	<b>0.92</b>	<b>−1</b>	<b>0.8</b>	577.875	4784.76
	19.89				597.375	-4946.22
	22.95				613.125	-5076.63
	26.01				627.37	-5194.62
	29.07				640.12	-5300.19
	32.13				651.37	-5393.34
<b>B</b>	1.53	<b>0.92</b>	<b>−0.8</b>	<b>0.8</b>	701.25	-1032.24
	4.59				435	-640.32
	7.65				490.87	-722.56
	10.71				527.62	-776.65
	13.77				555.75	818.064
	16.83				577.875	-850.63
	19.89				597.375	-879.32
	22.95				613.125	-902.51
	26.01				627.37	-923.48
	29.07				640.12	-942.25
	32.13				651.37	-958.81
	1.53				701.25	-
	4.59				435	0
	7.65				490.87	0
	10.71				527.62	0
	13.77				555.75	0
	16.83				577.875	0

<b>D</b>	19.89	<b>0.94</b>	<b>0.8</b>	<b>0.8</b>	597.375	0
	22.95				613.125	0
	26.01				627.37	0
	29.07				640.12	0
	32.13				651.37	0
<b>E</b>	1.53	<b>0.92</b>	<b>-0.3</b>	<b>0.8</b>	701.25	-709.66
	4.59				435	-440.22
	7.65				490.87	-496.76
	10.71				527.62	-533.94
	13.77				555.75	-562.41
	16.83				577.875	-584.79
	19.89				597.375	-604.53
	22.95				613.125	-604.53
	26.01				627.37	-634.89
	29.07				640.12	-647.79
	32.13				651.37	-659.18

Tableau VII.16.La pression du eau vent (q)de la toiture Cpi =0.8

## 2- TOITURE

ZONE	Z(m)	cd	cpe	cpi	Q dyn (N/m) <sup>2</sup>	Q(Z) (N/m)
<b>F</b>	32.13	0.92	-1.6	0.8	651.37	-1438.21
						-1138.59
<b>G</b>			-1.1			-898.88
<b>H</b>			-0.7			-599.26
<b>I</b>			(-+)0.2			-450.56

Tableau VII.17. La pression du eau vent (q) de la toiture Cpi = 0.8

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	qdyn(N/m2)	q(z)(N/m2)
A	1.53	0.92	-1	-0.5	701.25	-322.57
	4.59				435	-200.1
	7.65				490.87	-225.79
	10.71				527.62	-242.70
	13.77				555.75	-255.46
	16.83				577.875	-265.81
	19.89				597.375	-274.78
	22.95				613.125	-282.03
	26.01				627.37	-288.58
	29.07				640.12	-294.45
	32.13				651.37	-299.62
B	1.53	0.92	-0.8	-0.5	701.25	-322.57
	4.59				435	-200.1
	7.65				490.87	-225.79
	10.71				527.62	-242.70
	13.77				555.75	-255.64
	16.83				577.875	-265.81
	19.89				597.375	-274.78
	22.95				613.125	-282.03
	26.01				627.37	-288.58
	29.07				640.12	-277.89
	32.13				651.37	-299.62
	1.53				701.25	838.69

D	4.59	0.92	0.8	-0.5	435	520.26
	7.65				490.87	587.07
	10.71				527.62	631.028
	13.77				555.75	664.67
	16.83				577.875	691.13
	19.89				597.375	714.45
	22.95				613.125	733.28
	26.01				627.37	750.33
	29.07				640.12	765.57
	32.13				651.37	779.03
E	1.53	0.92	-0.3	-0.5	701.25	28.05
	4.59				435	17.4
	7.65				490.87	19.63
	10.71				527.62	21.104
	13.77				555.75	22.23
	16.83				577.875	23.114
	19.89				597.375	23.89
	22.95				613.125	24.52
	26.01				627.37	25.09
	29.07				640.12	25.60
	32.13				651.37	26.054

Tableau VII.18.La pression due au vent (q) du parois vertical Cpi= -0.5

4.Toiture.

ZONE	Z(m)	cd	cpe	cpi	Q dyn (N/m) <sup>2</sup>	Q(Z) (N/m)
------	------	----	-----	-----	-----------------------------	---------------

<b>F</b>	<b>32.13</b>	<b>0.92</b>	<b>-1.6</b>	<b>-0.5</b>	<b>651.37</b>	<b>-659.18</b>
						<b>-958.81</b>
<b>G</b>			<b>-1.1</b>			<b>-111.85</b>
<b>H</b>			<b>-0.7</b>			<b>-179.77</b>
<b>I</b>			<b>(-+)0.2</b>			<b>-419.77</b>

Tableau VII.19. La pression due au vent (q) de la toiture Cpi= -0.5

**VII.2.11.Calcul Force de frottement (SENSy-yV2):**

$$d/b = 18.70/38.65 = 0.48 < 3 \text{ CNV}$$

$$d/h = 18.70/32.13 = 0.58 < 3 \text{ CNV}$$

- Donc les force de frottements ne seront pas prise sen compte.

**VII.2.12:Détermination de la force résultante R(sens y-yV2):**

Zone	Z (m)	q(z)(N\M)	surface	R(zx) (N)	R(zy) (N)
<b>D</b>	<b>1.53</b>	0	57.22	0	0
	<b>4.59</b>	0	57.22	0	0
	<b>7.65</b>	0	57.22	0	0
	<b>10.71</b>	0	57.22	0	0
	<b>13.77</b>	0	57.22	0	0
	<b>16.83</b>	0	57.22	0	0
	<b>19.89</b>	0	57.22	0	0
	<b>22.95</b>	0	57.22	0	0
	<b>26.01</b>	0	57.22	0	0
	<b>29.07</b>	0	57.22	0	0
	<b>32.13</b>	0	57.22	0	0
	<b>1.53</b>	- 725.087	57.22	-41489.0776	0
	<b>4.59</b>	- 449.79	57.22	-25736.98	0



<b>E</b>	<b>7.65</b>	- 507.559	57.22	-29042.011	0
	<b>10.71</b>	- 545.559	57.22	-31216.88	0
	<b>13.77</b>	- 574.645	57.22	-32880.9008	0
	<b>16.83</b>	- 597.4245	57.22	-34184.37	0
	<b>19.89</b>	- 617.680	57.22	-35343.64	0
	<b>22.95</b>	- 634.224	57.22	-36290.06	0
	<b>26.01</b>	- 648.700	57.22	-37118.61	0
	<b>29.07</b>	- 661.884	57.22	-37872.77	0
	<b>32.13</b>	- 673.5165	57.22	-38538.24	0
<b>F</b>	<b>32.13</b>	-1438.21	43.711	0	-62864.15
<b>G</b>	<b>32.13</b>	-1138.59	87.42	0	-99535.53
<b>H</b>	<b>32.13</b>	-898.88	174.845	0	-157164.67
<b>I</b>	<b>32.13</b>	-599.26	174.845	0	-104777.61
		-450.56	174.845	0	-78775.91

**Tableau VII.20. Valeurs des forces de frottement Cpi=-0.8**

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = - 379713.538 \text{ N}$$

$$N R_{yy} = \sum y_i R = - 503117.870 \text{ N}$$

Zone	Z (m)	q(z)(N\M)	surface	R(zx) (N)	R(zy) (N)
	<b>1.53</b>	838.69	57.222	47989.84	0
	<b>4.59</b>	520.26	57.222	29769.27	0
	<b>7.65</b>	587.07	57.222	33592.14	0
	<b>10.71</b>	631.028	57.222	36106.96	0

<b>D</b>	<b>13.77</b>	664.67	57.222	38032.41	0
	<b>16.83</b>	691.13	57.222	39546.45	0
	<b>19.89</b>	714.45	57.222	40880.82	0
	<b>22.95</b>	733.28	57.222	41958.28	0
	<b>26.01</b>	750.33	57.222	42933.88	0
	<b>29.07</b>	765.57	57.222	43805.91	0
	<b>32.13</b>	779.03	57.222	44576.09	0
<b>E</b>	<b>1.53</b>	28.05	57.222	1605.02	0
	<b>4.59</b>	17.4	57.222	995.62	0
	<b>7.65</b>	19.63	57.222	1123.22	0
	<b>10.71</b>	21.104	57.222	1207.34	0
	<b>13.77</b>	22.23	57.222	1272.00	0
	<b>16.83</b>	23.114	57.222	1322.35	0
	<b>19.89</b>	23.89	57.222	1366.98	0
	<b>22.95</b>	24.52	57.222	1403.03	0
	<b>26.01</b>	25.09	57.222	1435.64	0
	<b>29.07</b>	25.60	57.222	1522.05	0
	<b>32.13</b>	26.054	57.222	1490.58	0
<b>F</b>	<b>32.13</b>	-659.18	43.711	0	-41926.71
<b>G</b>	<b>32.13</b>	-958.81	87.42	0	-83819.17
<b>H</b>	<b>32.13</b>	-111.85	174.845	0	-19555.85
<b>I</b>	<b>32.13</b>	-179.77	174.845	0	-31430.98
		-419.77	174.845	0	-73392.59

Tableau VII.21. Valeurs des forces de frottement Cpi = -0.8

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = 453935.88 \text{ N}$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = -250125.296 \text{ N}$$

### VII.3. Conclusion :

Effort	Vent(T)	Séisme (T)
<b>V<sub>x</sub>(T)</b>	<b>45.39</b>	<b>683.982</b>
<b>V<sub>y</sub>(T)</b>	<b>25.01</b>	<b>786.579</b>

**Tableau VII.22. . Conclusion**

En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et vu que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismiques

# **Chapitre VIII**

## **Etude De Fondation**

### VIII .1.Introduction :

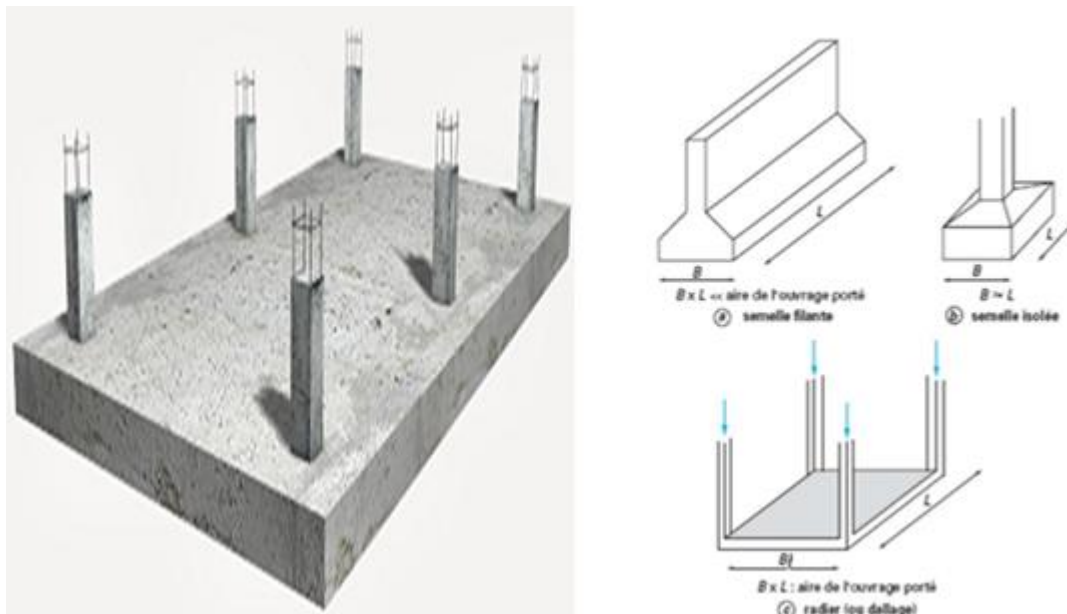
L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble. VII.2. Paramètre pris en compte dans le choix des fondations

- ✓ Type d'ouvrage construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portance de terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

### VIII.2. Classification des fondations :

- Fondation superficielle (Semelle filante(a), Semelle isolée(b), Radier général(c))
- Fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)



**Figure VIII.1: Fondation superficielle (Semelle filante(a), Semelle isolée(b), Radier général(c))**

### VIII.3. Combinaisons de calcul des fondations :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA2024) se fait sous les combinaisons suivantes :

Pour Les justifications de la stabilité des fondations, il y a lieu de se référer aux prescriptions et /ou exigences du Chapitre 10 et aux combinaisons d'actions, cf. Eqns. (5.6) & (5.7):

- Pour Les fondations d'éléments verticaux individuels (voiles ou poteaux), la combinaison de charges suivante est utilisée:

$$G + wQ \pm R/QE1$$

$$G + w.Q \pm R/QE2$$

Pour Les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc), la combinaison d'actions suivante est utilisée:

$$G + wQ \pm 1.4E1$$

$$G + w.Q \pm 1.4E2$$

D'après le DTR BC.2.33.1 :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement on

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement on

**Section 1.01 ADOPTERA LE TYPE DE SEMELLE CONVENABLE.**

#### Section 1.02 CHOIX DU TYPE DES SEMELLES :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de sous-sols.

$$\frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec (A, B) : Dimensions de la semelle isolées

N : Effort normale à la semelle considérée

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol = 1.6 bars

On a :  $a = b \Rightarrow A = B \Rightarrow a / b = A / B = K = 1$

Avec a et b dimensions de la section droite du poteau.

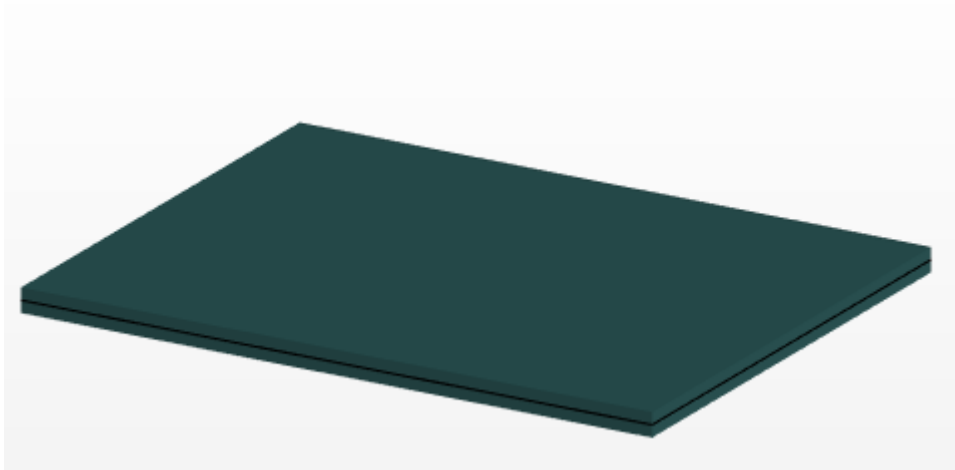
L'effort normale de la section la plus sollicitée obtenue par le logiciel ROBOT est :

**N max = 69366.765 KN**

On doit vérifier la contrainte dans le poteau par l'égalité 7.1

$$\frac{N_{\max}}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{semelle}} \leq \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \quad \text{Donc : } S_{\text{semelle}} = \text{m}^2$$

On a la surface du bâtiment est :  $S_{\text{bâtiment}} = 766.60 \text{ m}^2$



**Figure VIII.2. : panneau de radier**

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{Bâtiment}}} = \frac{433.542}{766.60} = 0,5659$$

La surface totale des semelles isolées représente 53% de la surface du bâtiment.

#### **VIII.4. Conclusion :**

La surface totale des semelles isolées représente 57% de la surface du bâtiment.

**Note :** Vu que La surface totale des semelles occupe plus de 50% du surface d'emprise de l'ouvrage, en finalité nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

#### **VIII.5 .Étude du radier :**

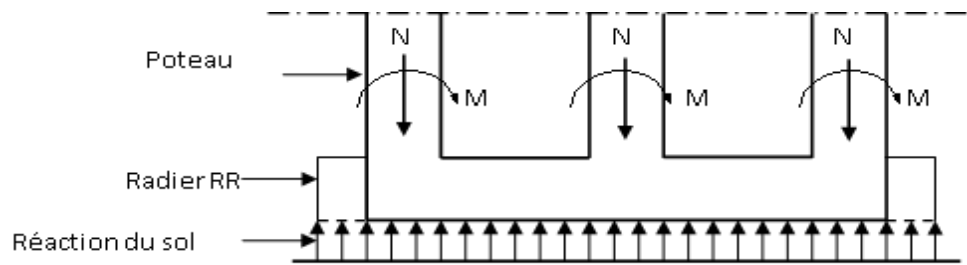
##### **DEFINITION**

Un radier général est un type de fondation superficielle continue en béton armé qui couvre la totalité de la surface du bâtiment. Constitué par un plancher renversé. Il est conçu pour répartir uniformément les charges de la structure sur le sol, assurant ainsi une répartition équilibrée des contraintes

Le radier général présent les avantages suivants :

- ✓ Aucune difficulté de coffrage.
- ✓ Facilité de mise en œuvre du béton.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.

✓ Rapidité d'exécution.



**Figure VIII.3: Schéma statique du Radier**

### VIII.6. Pré dimensionnement du radier :

Le pré dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de forfaitaire
- Condition rigidité.
- Vérification de non cisaillement.
- Vérification de non poinçonnement.

#### VIII.6.1. Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} < hr < \frac{L}{5} \Rightarrow \frac{4,80}{8} < hr < \frac{4,80}{5} \Rightarrow 60,00\text{cm} < hr < 96\text{cm}$$

On prend l'épaisseur du radier :  $hr = 80\text{ cm}$

#### VIII.6.2 .Condition de rigidité :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Tel que :

$$L_e : \text{longueur élastique donnée par } L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton  $E = 10818865.63\text{ KPa}$

I : inertie du radier

Kz : coefficient de réaction du sol.  $K = 36000\text{ kn/m}^2$

b : la dimension maximale du radier

D'après le rapport géotechnique du sol  $Kz = 55\text{ MPa/m}$ .

La longueur b est définie comme étant la longueur maximale de panneau  $L_{max} = 4,80\text{ m}$ .

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 55}{36000} \left(\frac{2 \times 4.8}{3.14}\right)^4} = 73\text{ cm}$$



On prend  $h = 80 \text{ cm}$

**VIII.7. Vérification de non poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance du radier au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.45 \times U_c \times h \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}$$

**Avec :**

$N_u$  : Effort Normal à l'états limite ultime

$U_c$  : Périmètre critique

$h$  : Hauteur total de radier

$F_{c28}$  :

$\gamma_b$  : 1.5

$N_u = 237 \text{ T}$

$U_c = 2(A+B)$  ,  $A=(a+h)$  ,  $B=(b+h)$

$U_c = 2(a+h) + 2(b+h)$ .

$a, b$  : dimension de poteau

$h$  : hauteur total de radier

$a = 60 \text{ cm}$     $h = 60 \text{ cm}$

$U_c = 5.6 \text{ m}$

$$N_u \leq 0.45 \times 5.6 \times 80 \times \frac{250}{1.5} = 33600 \text{ KN} \quad 336 \text{ T}$$

$$237 \text{ T} \leq 336 \text{ T}$$

**VIII.8. Détermination des sollicitations :**

D'après les résultats de ROBOT, on prend :

**- Les Sollicitation du radier d'après robot sont récapitulée dans le tableau suivant :**

Le moment négatif tend les fibres supérieures

Direction	Niveau	Les cas		
		ELU (KN)	ELS (KN)	ACC (KN)
XX	Appui	-439,23	-318,84	-232,72
	Travée	161,70	117,45	280,69
YY	Appui	-444,68	-322,74	-240,50
	Travée	161,39	117,07	273,08

**Tableau VIII.1: les différentes sollicitations sur le radier**

### VIII.09. Ferrailage du radier :

#### Calcul des armatures à L'ELU :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire avec:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 80 \text{ cm}, d = 0,9h = 72 \text{ cm}.$$

#### Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,72 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 8,69 \text{ cm}^2$$

#### Sens X-X :

##### En travée :

$$M_{tx} = 161,70 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{161,70 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_u = 0,022 < \mu_{\lim} = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,028$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,71 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{s \text{ cal}} = \frac{161,70 \times 10^{-3}}{0,71 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow A_{s \text{ cal}} = 6,53 \text{ cm}^2$$

##### En appui :

$$M_{ax}^1 = 439,23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ax}^1}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{439,23 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72^2 \times 14,20} = 0,06$$

$$\mu_u = 0,06 < \mu_{\lim} = 0,392 \Rightarrow (A' = 0).$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06}) = 0,077$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,70 \text{ m}$$

$$A_{s\text{ cal}} = \frac{M_{\text{ax}}^1}{Z_b \cdot \sigma_s} = \left( \frac{439,23 \times 10^{-3}}{0,70 \times 348} \right) \times 10^4 = 18,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Vérification à l'état limite service (ELS) :**

$$M_{\text{tx ser}} = 117,45 \text{ KN.m}$$

On va vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = k \cdot y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) \leq \sigma'_{st}; \text{ Avec :}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = 1,39 \quad ; E = 2 \cdot d \cdot D = 199,58 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 12,81 \text{ cm}$$

$$\text{Moment d'inertie: } I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A \cdot (d - y_1)^2 = 555648 \text{ cm}^4$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) = 201,63 \text{ Mpa} ; \eta = 1,6 \text{ (pour les hautes adhérences)}$$

$$k = \frac{M_{\text{tx ser}}}{I} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = 2,71 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = 187,67 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

**Choix des armatures :**

$$A_s = \max (A_{\text{min}} ; A_u) = 8,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } 6\text{T}14 = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Le tableau ci-dessus résume les résultats des ferrailages en travée et en appui selon les sens X et Y :

Direction	Niveau	As calculée cm <sup>2</sup>		As adopté
		As inférieure (cm <sup>2</sup> )	As supérieure (cm <sup>2</sup> )	
XX	Appui	18,10	0	10T16
	Travée	0	6,53	6T14
YY	Travée	6,52	0	6T14
	Appui	0	18,33	10T16

**Tableau VIII.2:** ferrailage de radier

**VIII.10. Calcul du ferrailage :**

Calcul d'une section rectangulaire ( $b \times e$ ) avec  $b=100\text{cm}$  et  $e=20\text{ cm}$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{CNF}} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2$$

**Les armatures minimales imposées par RPA2024 sont :**

$$A_{\text{min}} = 0,1\% b \cdot h = \frac{0,1}{100} \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

**a) Sens X-X :**

**En appui :**

$$M_{\text{ax}}^u = 11,67 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\text{ax}}^u}{b \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}}} = \frac{11,67 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,025$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0,025 < \mu_{\text{lim}} = 0,392 \rightarrow \text{section sans armatures comprimées} (A' = 0).$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,025}) = 0,032$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,032) = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{\text{s cal}} = \frac{M_{\text{ax}}^u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \left( \frac{11,67 \times 10^{-3}}{0,18 \times 348} \right) \times 10^4 = 1,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures :**

$$A_s = \max(A_{\text{s cal}} \text{ et } A_{\text{s min}}) = 2,17/\text{ml}$$

$$\text{On adopte } 6\text{T}12 = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**En travée :**

$$M_{\text{tx}}^u = 17,51 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\text{tx}}^u}{b \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}}} = \frac{17,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,038$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0,038 < \mu_{\text{lim}} = 0,392 \rightarrow \text{section sans armatures comprimées} (A' = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,038}) = 0,049$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,049) = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{\text{s cal}} = \frac{M_{\text{tx}}^u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \left( \frac{17,51 \times 10^{-3}}{0,18 \times 348} \right) \times 10^4 = 2,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures :**

$$A_s = \max(A_{s \text{ cal}} \text{ et } A_{s \text{ min}}) = 2,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

### VIII.11. Vérification à l'état limite service (ELS) :

$$\checkmark \text{ Pour le béton : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\text{Ou bien : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\checkmark \text{ Pour l'acier : aucune limitation des contraintes lorsque la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.}$$

#### a) Sens X-X :

En appui :

$$M_{ax}^s = 9,61 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11,67}{9,61} = 1,21, \quad \alpha = 0,032 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,36 \Rightarrow \text{C.V}$$

En travée :

$$M_{tx}^s = 14,42 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17,51}{14,42} = 1,21, \quad \alpha = 0,0486 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,36 \Rightarrow \text{C.V}$$

#### VIII.11.1. Vérification de l'effort tranchant :

Pour que l'effort tranchant soit vérifié il faut:

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}$$

$$T_{max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{28,07 \times 10^3 \times 4,15}{2} = 49116,38 \text{ N}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{49116,38}{1000 \times 180} = 0,27 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires**

#### VIII.12. Conclusion :

L'étude d'un radier nervuré présente des avantages significatifs en termes de résistance, de répartition des charges et de performances structurelles.

Cette approche structurelle permet une meilleure répartition des charges, réduisant ainsi les contraintes et les déformations. Les nervures du radier augmentent la rigidité et la résistance

de la fondation, offrant une stabilité accrue face aux forces horizontales, telles que les charges sismiques

De plus, l'utilisation de radier nervuré facilite la gestion des joints de construction et permet de minimiser les tassements différentiels, garantissant ainsi la durabilité et l'intégrité de l'ensemble de la structure S

### VIII.13. Ferraillage

#### VIII.13.1. Ferraillage sur en travée

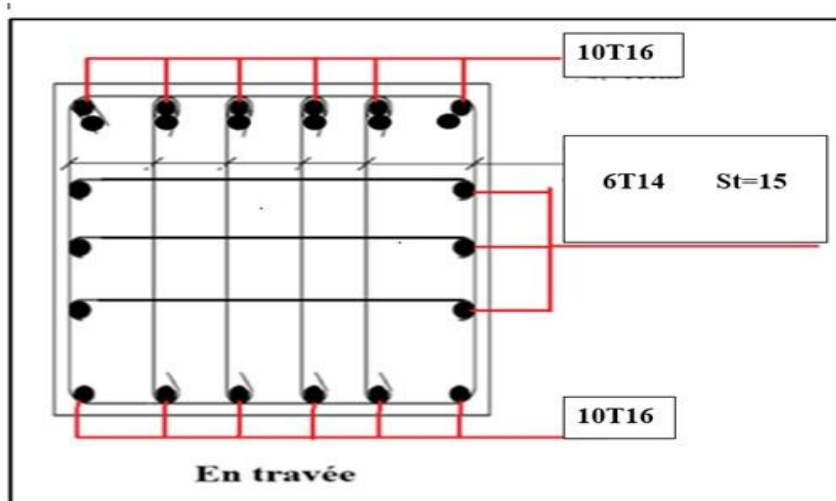


Figure VIII.4. Ferraillage sur en travée

#### VIII.13.2. Ferraillage sur Appuis

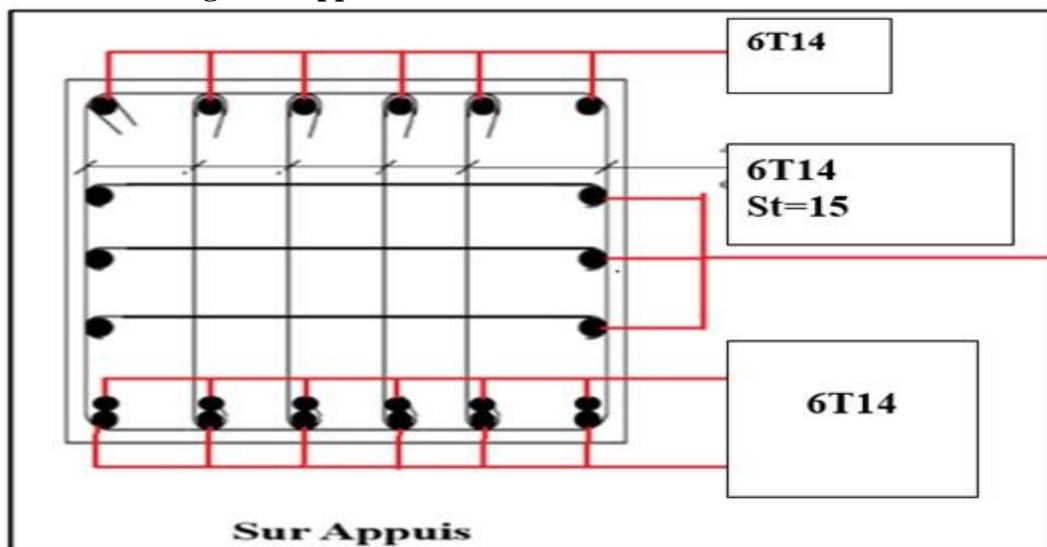


Figure VIII.5. Ferraillage sur Appuis

### Conclusion générale

En tant qu'ingénieur civil, ma priorité est de créer une structure qui peut supporter tous les risques directs et indirects. Cela se fait à travers plusieurs étapes et une étude intensive qui comprend :

Tout d'abord, en présentant le projet, il faut mentionner l'emplacement et les caractéristiques de l'emplacement en termes d'activité sismique et de type de béton utilisé, en passant par la détermination des dimensions des éléments porteurs avec le renforcement des éléments secondaires en utilisant des lois constantes. Une étude globale doit être menée sur l'exposition du bâtiment au tremblement de terre pour déterminer la capacité de tolérance, qui sera le point de départ pour le renforcement des éléments secondaires, suivie de l'élément le plus important du bâtiment et de la base du bâtiment.

Et en se basant sur le programme du ROBOT, nous avons pu connaître toutes les contraintes et les moments résultant du poids propre et du poids variable, et nous avons calculé toutes les équations nécessaires.

La construction d'un bâtiment de 10 étages est un projet ambitieux qui nécessite une planification minutieuse et une attention particulière aux détails. La conception d'un bâtiment R+10 doit prendre en compte les normes de sécurité, les contraintes de coûts et le confort des occupants. En fin de compte, la réussite d'un tel projet dépendra de la qualité de la planification, de la coordination et de l'exécution.

Enfin le travail est crucial pour la sécurité et le bien-être de la société. Merci pour tous les Ingénieurs travaillant honnêtement.

## **Bibliographie**

---

### **Bibliographie**

#### **Les règlements :**

- RPA2024: Règlement Parasismique Algérien.
- BAEL 91 révisées 99 : Béton Armé aux États Limites.
- C.B.A93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- D.T.R.B.C.2.2: Document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).
- DTR-BC 2.3.3.1: Calculs Des Fondations Superficiel
- DTR-C 2-3.7 : REGLEMENT NEIGE ET VENT 'R.N.V. 1999'

#### **Les livre :**

- GUERRIN Traite de béton arme (coupoles)
- M.BELAZOUGUI Calcul des ouvrages en béton arme