

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministre de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed khi der - Biskra

جامعة محمد خيضر- بسكرة

Faculté des Sciences et de la Technologie

كلية العلوم و التكنولوجيا

Département de Génie civil et d'Hydraulique

قسم الهندسة المدنية و الري



## Mémoire de Master

Spécialité : Génie Civile

Option : Structure

Thème :

**Calcul d'un bâtiment(R+09) en Béton Armé à usage d'habitation  
Contre vertement mixte implanté à Alger**

*Etudiant:*

*Chabane brahmi*

*Encadreur:*

*chabi samia*

*Promotion 2020*

# REMERCIEMENTS :

---

*Avant toute chose, je remercie dieux tout puissant de m'avoir donné toute cette force, qui m'a permis d'arriver un bon port.*

*Je tiens à remercier vivement mon encadreur **Chabi Samia**, pour son aide et ses Remarques qui m'ont été précieuses.*

*Je remercie aussi ma famille et surtout mes parents pour m'avoir soutenu durant toute cette période.*

*Enfin mes remerciement vont à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce travail.*

# DÉDICACES :

---

*Je dédie ce travail à :*

 *Je dédie ce travail à : Mon père et ma mère et mes FRERES, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de Formation.*

 *Toute ma famille Chabane et Tous mes amis*

 *Mes amis : Mohammed, Karim, houssam, Oussama*

 *A toute la Promotion 2019 et particulièrement mes amis*

 *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

# Résumé :

---

*Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué (R+9étages), implanté dans la wilaya d'Alger*

*Cette étude se compose de quatres parties:*

- ✚ La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.*
- ✚ La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier ; poutrelles, et l'acrotère).*
- ✚ L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).*
- ✚ La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres, volis)*

*Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.*

*يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني (R+9 طوابق) يقع في ولاية الجزائر*

*تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:*

*- الجزء الأول عبارة عن وصف عام للمشروع مع عرض تقديمي للجانب المعماري لعناصر المبنى ، ثم التحجيم المسبق للهيكل وأخيراً خفض الأحمال.*

*- الجزء الثاني خصص للعناصر الثانوية (السلم، الروافد، الحاجز)*

*- بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث بواسطة برنامج Robot لتحديد الضغوط المختلفة الناتجة عن الأحمال (الأحمال الدائمة والتشغيلية والزلزالية)*

*- المحور الأخير يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنىة ( الأعمدة و العارضات الأساسية ) اعتماداً*

*على BAEL91 ;RPA99/2003.*

# Sommaire :

---

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

### -Chapitre I : Présentation du projet

I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	3
I.3. Caractéristiques géométriques et architecturales.....	3
I.4. Données du site d'implantation.....	3
I.5. Conception de la structure.....	3
I.6. Règle des calculs.....	4
I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	4

### -Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	11
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	11
II.3. Les caractéristiques géométriques des poutrelles.....	13
II.4. LES dalles pleines (balcon).....	14
II.5. LES POUTRES.....	15
II.6. LES VOILES.....	16
II.7. PREDIMENSIONNEMENT DES ACROTÈRES.....	17
II. 8. Les escaliers.....	18
II. 9. Les poteaux.....	21

### -Chapitre III. Evaluation des charges et surcharges

III.1.Introduction.....	24
III.2. Plancher terrasse non accessible.....	24
III.3. Plancher étage courant.....	25
III .4.Les Murs extérieur.....	25
III.5.Dalles pleine (Balcon).....	26
III.6.Acrotère.....	27
III.7.Les escaliers.....	28
III.8.Loi de dégression.....	29
III.9. Descente de charge.....	30
III.10.Vérification.....	32

## **-Chapitre IV. Etude des éléments secondaires**

IV .1.L'acrotère.....	37
IV.1.1. Evaluation des charges.....	37
IV.1.2. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme.....	37
IV.1.3.Calcul des sollicitations.....	38
IV.1.4. Ferrailage de l'acrotère.....	39
IV.1.5.présentation du ferrailage.....	43
IV.2. Calcul des planchers.....	44
IV.2.1.Etude des poutrelles.....	44
IV.2.1.1.Différents types des poutrelles.....	44
IV.2.1.1.2 Méthode de calcul.....	45
IV.2.1.1.3. Calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles.....	48
IV.2.1.1.4 Ferrailage des poutrelles.....	51
IV.2.1.1.5 .Ferrailage de la dalle de compression.....	58
IV.3. calcul du balcon.....	61

IV.3.1.Introduction.....	61
IV.3.2.Evaluation des charges.....	61
IV.3.3.Calcul des sollicitations.....	62
IV.3.4.Calcul du Ferrailage.....	63
IV.4. calcul des escaliers.....	65
IV.4.1 .Charges et surcharges.....	65
IV.4.2.Combinaison du charge.....	66
IV.4.3.Calcul du ferrailage.....	68
IV.5.calcul de poutre palière.....	73
IV.5.1.Pré dimensionnement.....	73
IV.5.2.Les charges sur la poutre.....	73
IV.5.3. Calcul d'armature.....	74
IV.5.4.Vérification de la condition de non fragilité.....	75
IV.5.5.Choix des barres.....	75
IV.5.6.Les armatures de répartition.....	75
IV.5.7.Vérification de l'effort tranchant.....	77
IV.5.8.L'espacement.....	76
IV.5.9.Vérification de l'état limite de compression de béton.....	76

## **-Chapitre V. Etude dynamique**

V.1.Introduction.....	79
V.2.Objectif de l'étude dynamique.....	79
V.3. Choix de la méthode de calcul.....	79
V.3.1. Méthode statique équivalente.....	80
V.3.1.1. Calcul de la force sismique totale.....	80
V.3.1.2.Calcul de la période fondamentale de la structure.....	82

V.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale.....	84
V.3.3.Méthode d'analyse dynamique par Accélérogrammes.....	84
V.4.Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale)....	85
V.4.1. Présentation du logiciel de calcul.....	85
V.4.2. Spectre de réponse de calcul.....	87
V.4.3. Nombre de modes à considérer.....	87
V.4.4 .Analyse de la structure.....	88
V.4.4 .1.Premier variant : étude d'un bâtiment son voiles.....	88
V.4.4.2. Résultat de l'analyse dynamique par ROBOT.....	88
V.5. Justification de l'effet P- $\Delta$ .....	98
V.6.Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble.....	99
V.7. Conclusion.....	92

## **-Chapitre VI. Etude au vent**

VI.1.Introduction.....	103
VI.2. Généralités et définitions.....	103
VI.3. Application du R.N.V 99.....	103
VI.4. détermination de la pression statique due au vent.....	104
VI.4.1.calcul de la pression dynamique qh.....	104
VI.4.2.valeur de la pression dynamique de référence.....	105
VI.5.calcul du coefficient d'exposition.....	105
VI.6.calcul des facteurs de site.....	106
VI.6.1.catégories de terrain.....	106
VI.6.2. coefficient de rugosité.....	106
VI.6.3. coefficient de topographie (tab 2.5RNV 99 p48).....	107
VI.7. calcul du coefficient dynamique.....	108

VI.8. Détermination des coefficients de pression.....	109
VI.8.1. Coefficient de pression extérieure.....	109
VI.8.2. Toitures plates.....	111
VI.9. Détermination du coefficient de pression de vent $C_p$ .....	113
VI.10. Détermination de la pression dynamique du au vent.....	113
VI.11. Calcul des forces de frottement.....	113
VI.12. Force résultante.....	114

## **-Chapitre VII. Ferrailage des éléments porteurs**

VII.1. Introduction.....	118
VII.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	118
VII.3. Ferrailage des poutres.....	132
VII.4. Ferrailage des voiles.....	145
VII.4.1. Introduction.....	145
VII.4.2 Voiles pleins.....	145
VII.4.2.1. Ferrailage horizontal.....	145
VII.4.2.2. Ferrailage vertical.....	146
VII.4.2.3. Armatures transversales.....	146
VII.4.3. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical).....	146
VI.4.3.1. Les combinaisons d'action (RPA 99).....	146
VII.4.3.2. Type de section qu'on peut avoir.....	147
VII.4.3.3. Etapes de calcul.....	147
VII.4.3.4. Armatures verticales.....	150
VII.4.3.4.1. Détermination de l'excentricité.....	151
VII.4.3.4.2. Vérification de flambement.....	151
VII.4.3.4.3. Calcul de ferrailage.....	152

VII.4.3.4.4. L'espacement.....	153
--------------------------------	-----

## **-Chapitre VIII. ETUDE DE FONDATION**

VIII.1.Introduction.....	156
VIII.1.1.Différents types de fondations.....	156
VIII .1.2.Présentation de rapport de sol.....	156
VIII .2. Etude des fondations.....	156
VIII .2.1. Charge admissible au sol.....	156
VIII .2.2.Choix du type de fondation.....	157
VIII.2.3.Radiers.....	157
VIII .2.3.1.Généralités.....	157
VIII .2.3.2.Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas.....	157
VIII .2.3.3. Critères de choix.....	158
VIII .2.3.4. Justification.....	158
VIII .2.4.Calcul le Radier.....	159
VIII .2.4.1.Combinaison D'action.....	159
VIII .2.4.2.Pré dimensionnement.....	159
VIII .2.4.3.Calcul de la surface minimale du radier.....	160
VIII .2.5. Vérifications de radier.....	161
VIII .2.5.2.Vérification au poinçonnement.....	161
VIII .2.5.3.Vérification de l'effort de sous pression.....	162
VIII .2.5.4.Vérification de la stabilité du radier sous $(0.8G \pm E)$ .....	162
VIII .3. Ferrailage du radier.....	164
VIII .3.1.Méthodes de calcul.....	165
VIII .3.2.Ferrailage de la dalle de radier.....	165
VIII .3.3.Vérification de la contrainte de cisaillement.....	168
VIII .3.4.Etude de débord du radier.....	169

Conclusion général  
Bibliographie  
Annexe

## Liste de Figure :

---

Figure I.1: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.....	25
Figure I.2: Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.....	27
Figure II.1: Plancher à corps creux.....	31
Figure. II.2: Schéma de disposition des poutrelles.....	32
Figure II.3: Nervure.....	34
Figure II.4. : Balcon.....	35
Figure II.5. Détail d'un voile.....	37
Figure II.6: Dimension de l'acrotère.....	38
Figure II.7 : Schéma de l'escalier.....	38
Figure II.8 : escalier a trois volées.....	39
Figure II.9. Schéma de l'escalier.....	40
Figure II.10 : schéma statique de la 1er volée d'escalier.....	41
Figure II.11: Hauteur libre d'étage.....	42
Figure III.1: Plancher terrasse.....	45
Figure III.2: Plancher étage courant et RDC.....	46
Figure III.3: Mur extérieur.....	46
Figure III.4: Dimension de l'acrotère.....	48
Figure III.5 : Loi de dégression.....	50
Figure III.6 : La surface afférente Les charges et surcharges.....	51
Figure IV.1 :schéma de L'acrotère.....	58
Figure IV.2 : Diagrammes des sollicitations M ,V, N.....	59

Figure IV.3: ferrailage de l'acrotère.....	60
Figure IV.4: Schéma ferrailage de l'acrotère.....	64
Figure IV.5: Schéma dus 2 types des poutrelles.....	65
Figure IV.6 : Effort tranchant sur une poutre à 2 travées.....	69
Figure IV.7. Effort tranchant d'une poutre à 3 travées.....	69
Figure IV.8 : plancher terrasse inaccessible.....	73
Figure IV.9: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	80
Figure IV.10. : Schéma statique de balcon.....	82
Figure IV.11 : schéma de ferrailage du balcon.....	85
Figure IV.12: Schéma statique avec chargement.....	86
Figure IV.13: Section à ferrailer.....	88
Figure IV.14: Schéma de ferrailage d'ESCALIER.....	92
Figure IV.15: Schéma de ferrailage de poutre palière.....	97
Figure V.1 : Simulation de la force sismique.....	106
Figure V.2: vu à la plane des fondations.....	108
Figure V.3: la disposition des voiles à RDC et étages de la structure.....	109
Figure V.4: Disposition des voiles à RDC et étages de la structure.....	111
Figure V.5 : Translation selon X. (Mode1).....	114
Figure V.6 : Translation selon Y. (Mode2).....	114
Figure V.7 : torsion selon Z. (Mode 3).....	115
Figure VI.1: Forme de structure à étudier.....	125
Figure VI.2 Vue en plan.....	128
Figure VI.3 Vue en élévation.....	128
Figure VI.4: Répartition des Zones de Pression extérieur sur les parois.....	130
Figure VI.5: Cpe Pour les parois verticales du bâtiment à base rectangulaire (Vx).....	131
Figure VI.6: Cpe Pour les parois verticales du bâtiment à base rectangulaire (Vy).....	132

Figure VI.7: Répartition des zones de pression extérieure sur la toiture.....	133
Figure VII.1. Le ferrailage des poteaux.....	153
Figure. VII.2 .Ferrailage de la poutre principale.....	164
Figure. VII.3. Ferrailage de la poutre secondaire.....	165
Figure VII.4. Ferrailage de la voile.....	175
Figure VIII.1.schéma de radier.....	185
Figure VIII.2.schéma isostatique et sollicitations de les débords.....	191
Figure VIII.3 : Schéma ferrailage du radier.....	192

# Liste de Tableau :

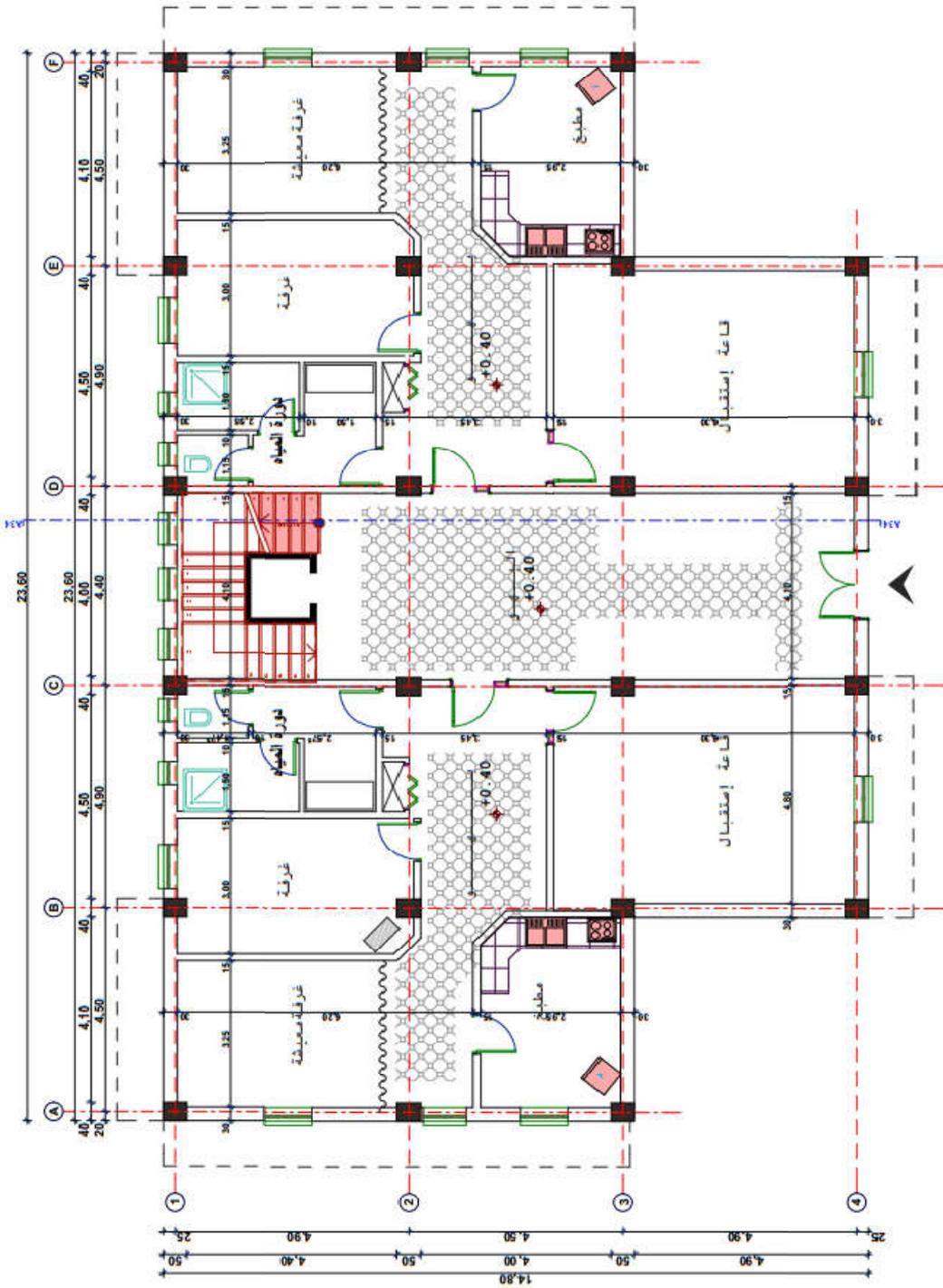
---

-Tableau I.1: Caractéristiques des Aciers.....	27
-Tableau I.2 : la contrainte de l'acier.....	28
	
-Tableau III.1 : Charge permanente revenant aux Plancher étage terrasse.....	45
-Tableau III. 2 : Evaluation des Charge permanente dans plancher d'étage courant.....	46
-Tableau III.3: Charge permanente revenant aux murs extérieurs.....	47
-Tableau III.4: Charge permanente dans les balcons d'étage courant.....	47
-Tableau III.5: Charge permanente revenant aux balcons terrasse.....	47
-Tableau III.6: Evaluation des charges sur la paillasse.....	49
-Tableau III.7: Evaluation des charges sur le palier.....	49
-Tableau III.8 : Descente de charge du poteau 3-c.....	53
-Tableau III.9. Vérification du critère de résistance.....	53
-Tableau III.10: Vérification au flambement des poteaux.....	55
-Tableau III.11: vérification Vérification vis-à-vis.....	56
	
-Tableau IV.1 : Charges et surcharges d'exploitation.....	69
-Tableau IV.2 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible... 70	70
-Tableau IV.3: Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible....	71
-Tableau IV.4: Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage.....	71
-Tableau IV.5 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage.....	72
-Tableau IV.6: Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.....	73
-Tableau IV.7 : résultat de ferrailage.....	76

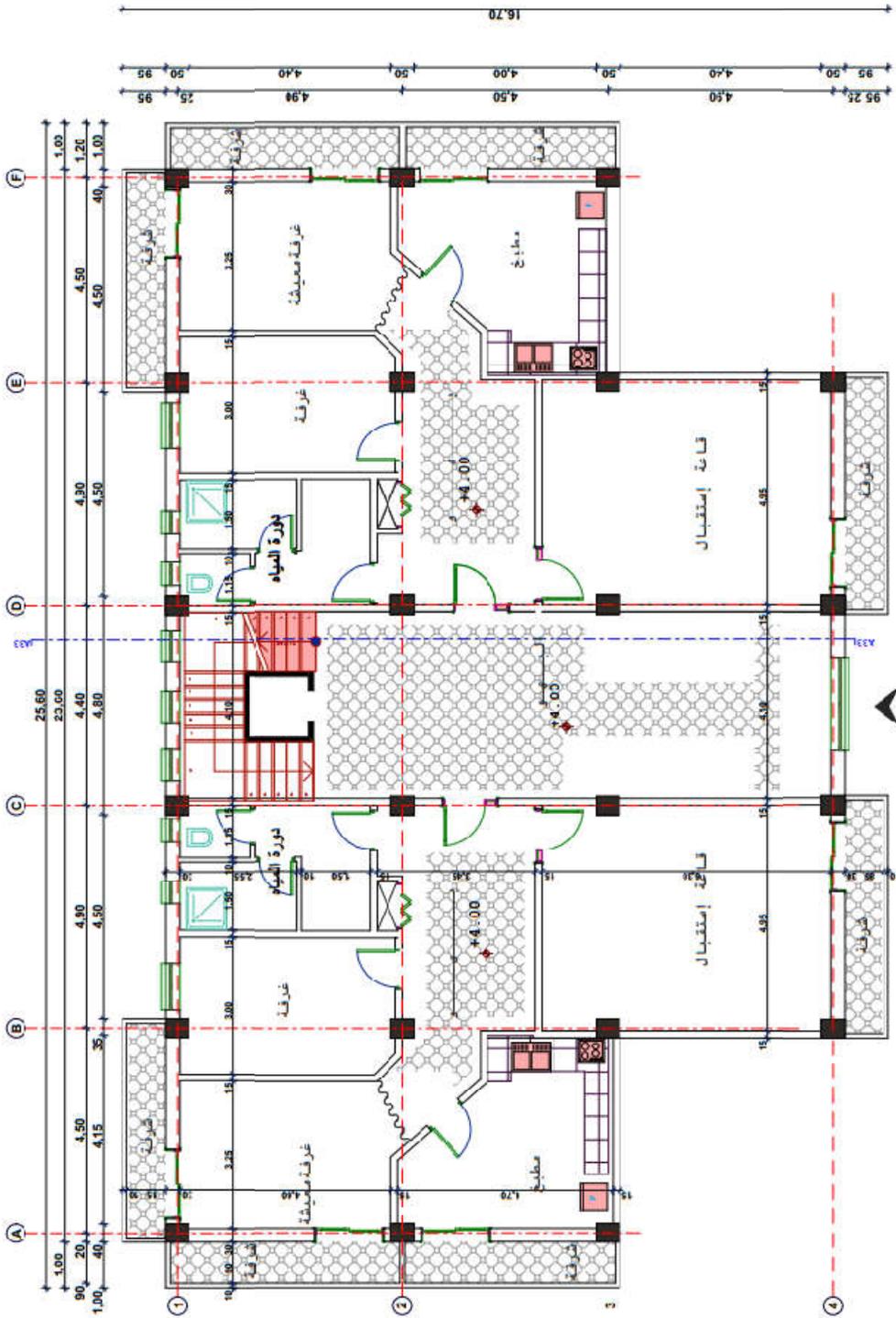
-Tableau IV.8: vérification à l'ELU.....	76
-Tableau IV.9 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	76
-Tableaux IV.10: Résumé des résultats de ferrailage.....	89
-Tableaux IV.11: Vérification de l'état limite de compression du béton.....	92
	
-Tableau V.1: Les résultats obtenus de la structure initiale sont récapitulés.....	110
-Tableau V.2: Centre de masse et centre de torsion.....	112
-Tableau V.3.: la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion.....	112
-Tableau V.4: les périodes et les factures de participation massique modale.....	113
	
-Tableau VI.1: pression dynamique de référence (tab 2.3 du R.N.V99 p46).....	126
-Tableau VI.2: calcul du coefficient ( $q_{dyn}$ (dan/m <sup>2</sup> )- $q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> ).....	129
-Tableau VI.3: coefficient de pression extérieure.....	131
-Tableau VI.4: coefficient de pression extérieure.....	132
-Tableau VI.5: du coefficient de pression de vent $c_p$ .....	134
-Tableau VI.6: résultat de vent.....	136
	
-Tableau VII.1. Caractéristique de situation.....	139
-Tableau VII.2. Tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	140
-Tableau VII. 3 : récapitulatif du résultat.....	148
-Tableau. VII.4. Résultat ferrailage.....	153
-Tableau. VII.5. Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.....	156



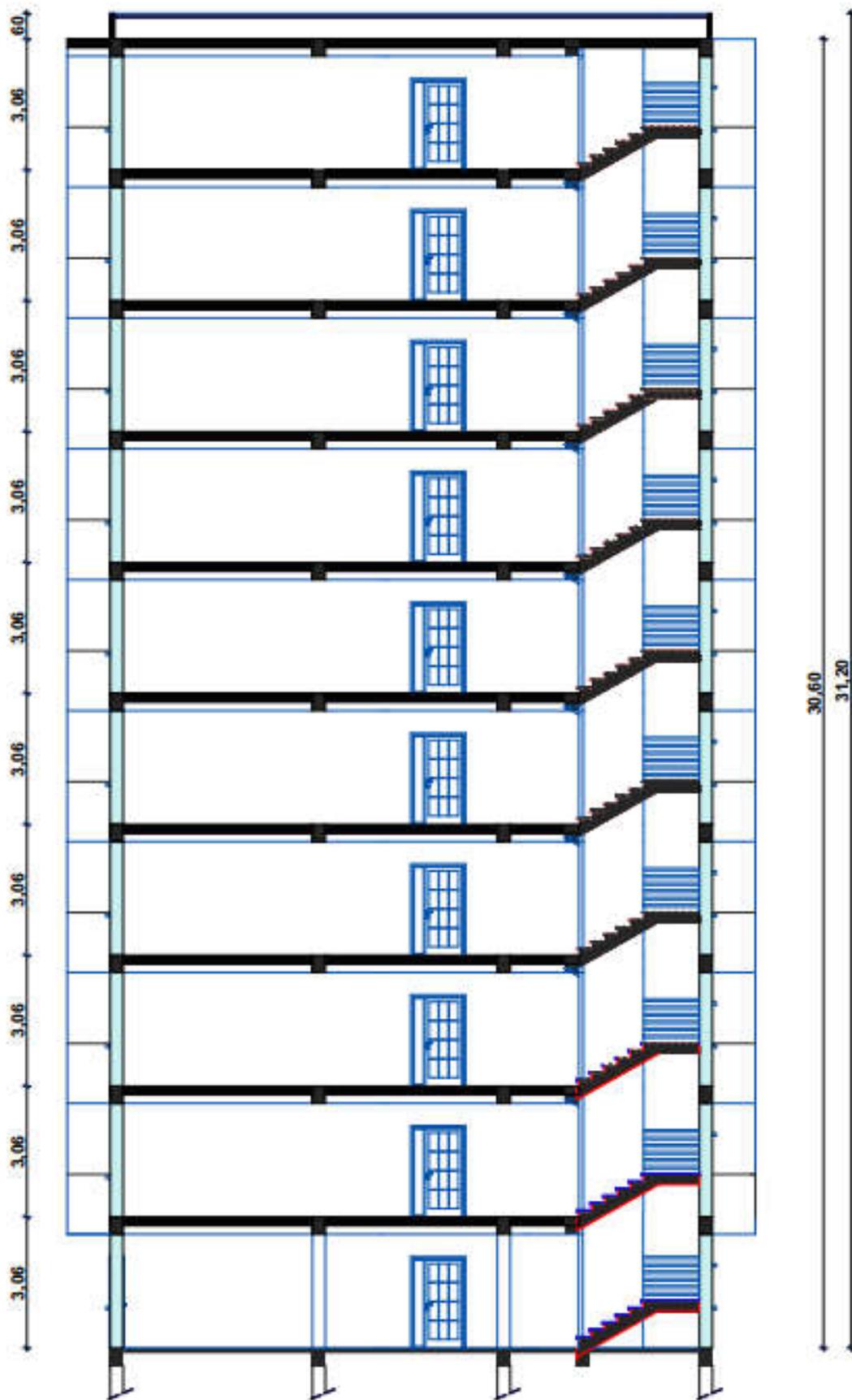
Tableau VIII.1.: résultat du M et T.....	184
Tableau VIII.2: Vérification au non soulèvement des fondations.....	185
Tableau VIII.3: résultat des ferrailages de radier a L'ELU.....	188
Tableau VIII.4: résultat des ferrailages de radier a L'ELS.....	189
Tableau VIII.5: résultat des ferrailages de débord du radier.....	191



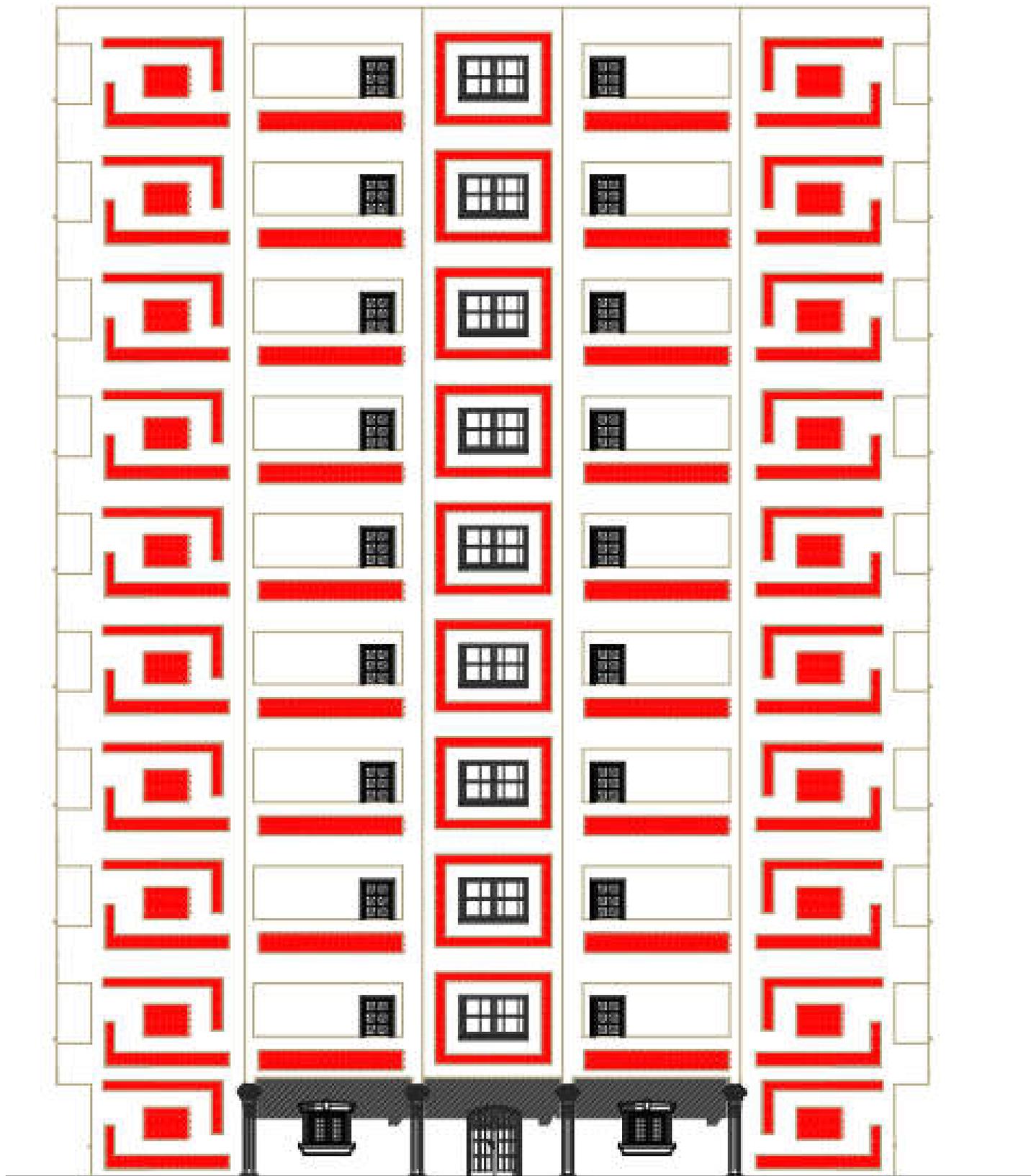
PLAN RDC



PLAN DES étage



Coupe A-A



FACADE PRINCIPALE

# Introduction générale :

---

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Le présent travail consiste à l'étude d'un bâtiment (R+9), contreventé par un système mixte (voiles-portiques)

Le travail a été partagé en deux parties principales :

✚ La première partie réservée à la superstructure, qui contient :

- généralités
- Pré dimensionnement des éléments
- Etude des éléments secondaires
- Etude dynamique
- Etude des éléments structuraux

✚ La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure :

- Etude des fondations

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).

*Chapitre I*  
*Présentation du projet*

---

---

## Présentation du projet

### I.1.Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

### I.2.Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage sera implanté à Alger qui est classée comme zone de fort sismicité (Zone III) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La structure de l'ouvrage est constituée en portiques et voiles avec un contreventement mixte.

### I.3.Caractéristiques géométriques et architecturales :

- Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère 31.2 m.
- Hauteur de l'acrotère : 0.60 m.
- Hauteur du R.D.C : 3.06 m .
- Hauteur d'étage : 3.06 m.
- La longueur du bâtiment 23.60 m.
- La largeur du bâtiment : 14.80 m.

### 1.4. Données du site d'implantation :

- Le bâtiment est implanté à la ville de alger, une zone classée par le RPA99/version 2003 comme zone de fort sismicité (zone III)
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme un site meuble (S3).
- La contrainte admissible du sol =1.70 bars.

### 1.5. Conception de la structure :

#### ▪ 1.5.1. Planchers corps creux :

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.

- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.

- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

### ▪ **I.5.2. Poutres :**

- Les poutres principales.

- Les poutres secondaires.

### ▪ **I.5.3. Poteaux :**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

### ▪ **I.5.4. Contreventement :**

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent transversal.

### ▪ **I.5.5. Escaliers :**

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticales des personnes entre les étages. Ils sont construits en béton armé.

### ▪ **I.5.6. Ascenseur :**

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre l'utilisateur à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

### ▪ **I.5.7. Les balcons :**

Sont réalisés en dalle pleine.

### ▪ **I.5.8. Maçonnerie :**

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit :

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses.

- Les murs intérieurs briques creuses.

## ✚ **1.6. Règle des calculs :**

- RPA99 /version 2003.

- CBA93.
- DTR B.C.2.2.
- BAEL91/version 99.
- BAEL91.
- RNV99.

### 1.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL) et à la réglementation en vigueur en Algérie.

#### 1.7.1. Béton :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

##### ✓ 1.7.1.1. Béton Armé :

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage.

##### ✓ 1.7.1.2. Compositions :

- Ciment 350 kg/m<sup>3</sup> (CPJ42.5) ; (HTS42.5 pour l'infrastructure).
- Gravier 800 kg/m<sup>3</sup> ( $\Phi \leq 25$  mm).
- Sable 400 kg/m<sup>3</sup> ( $\Phi \leq 5$  mm).
- Eau 180 L/ m<sup>3</sup>.

##### ✓ 1.7.1.3. Résistance mécanique du béton :

a) Résistance à la compression : Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée  $f_{c28}$ .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir les résistances  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPA et au plus égale à 45 MPA. **(RPA 99 article 8.1.1)**

$$f_{c_j} = [J / (4,76 + 0,83J)] f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{MPa, pour } J \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{c_j} = [J / (1,40 + 0,95J)] f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{MPa, pour } J < 28 \text{ jours}$$

- Lorsque  $28 < J < 60 \rightarrow$  on utilise la relation

- Lorsque  $J \geq 60 \rightarrow$  on utilise la relation  $f_{cj} = 1.1 * f_{c28}$

b) Résistance à la traction : La résistance à la traction du béton à J jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$  si  $f_{c28} \leq 60$  MPa CBA93 (article A.2.1.1.2)
- $f_{tj} = 0.275 f_{cj}$  si  $f_{c28} > 60$  MPa

Pour  $J = 28$  jours et  $f_{c28} = 25$  Mpa ;  $f_{c28} = 2,1$  Mpa.

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : BAEL91 (article A.5.1.2)

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} * \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible} \\ * \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable} \end{cases}$$

Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25$  Mpa donc :

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} 3.33 \text{ Mpa} & \text{pour la fissuration peu nuisible} \\ 2.5 \text{ Mpa} & \text{pour la fissuration préjudiciable} \end{cases}$$

d) Module déformation longitudinale du béton : on distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{VJ}$ , Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.2.1)}$$

e) Diagramme contraintes déformations : Diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ )-déformations relatives ( $\epsilon_{bc}$ ).

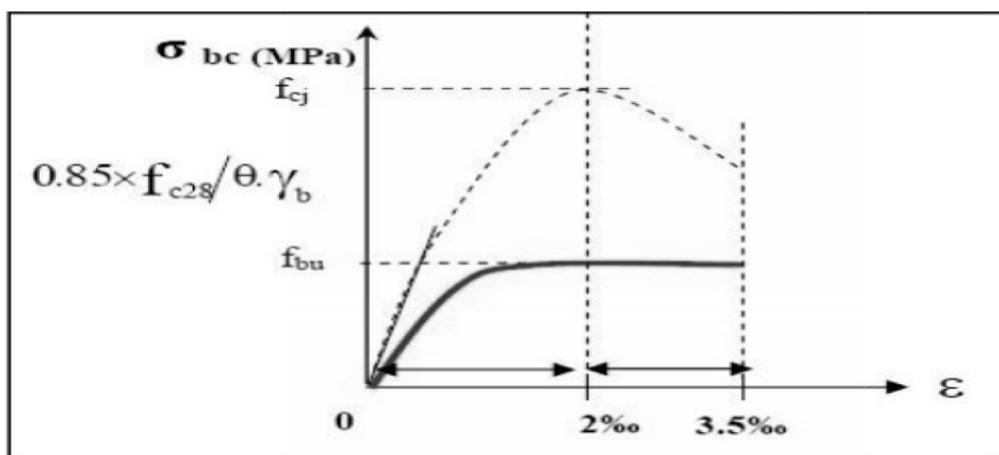


Figure .I.1: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU

-  $f_{bu}$  : est la valeur de calcul de la contrainte du béton.

-le coefficient  $\theta$  dépend de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$  si la durée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$  si la durée est comprise entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$  si la durée est inférieure à 1 h.

▪ **1.7.2 : L'acier:**

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec  $f_{e} \leq 500 \text{MPa}$  et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

✓ **1.7.2.1 : Résistance caractéristique de l'acier :**

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$

-Contraintes limites  $\sigma_s$  :

• **ELU :**

$\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \gamma_s = 1.15$  Cas général ;  $\gamma_s = 1$  Cas accidentel

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité

• **ELS :** BAE191 (article A.4.5.3)

La valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e [\text{MPa}]$$

Cas2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110 (\eta * f_{tj})^{1/2} [\text{MPa}])$$

$f_{tj}$  : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2} [\text{MPa}])$$

$\eta$ : Coefficient de fissuration avec:

- $\eta=1$  : pour les ronds lisses, treillis soudés.
- $\eta=1.6$  : pour les hautes adhérences.

✓ I.7.2.2 : Principales armatures utilisées :

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement (%)	Contrainte de Rupture (Mpa)
Rond Lisse	FeE215	215	22	380 – 390
	FeE235	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	$\varnothing > 6\text{mm}$	500	14	580

Tableau I.1: Caractéristiques des Aciers.

✓ I.7.2.3 : Diagramme déformation-Contrainte :

Le diagramme se compose de deux parties : CBA93 (article A.2.2.2)

- Droite de Hooke ( $\sigma = E\varepsilon$ ) de pente  $E=2 \cdot 10^5$  MPA indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10% (déformation maximale).

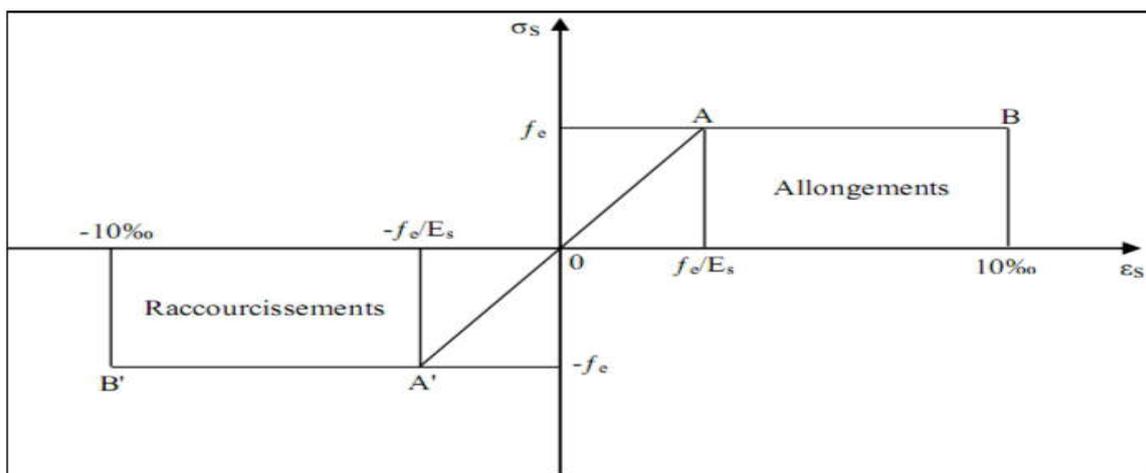


Figure I.2: Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

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

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité ayant pour valeur.

$$\gamma_s = \begin{cases} & \text{situation accidentelle (choc et séisme)} \\ 1.15 & \text{situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

$\sigma_s$ : la contrainte de l'acier est :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)	
Béton	Résistance caractéristique (fc28)	25	
	Contrainte limite à l'ELU :- situation durable	14,2	
		-situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	15	
	Module de déformation longitudinale instantanée Eij	32164,195	
	Module de déformation longitudinale différée Ev	10818.865	
Acier	Limite d'élasticité $f_e$	400	
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$	
	Contrainte de calcul à l'ELU : - situation accidentelle	400	
		-situation courante	348
	Contrainte à l'ELS :	*FPP	/
		*FP	240
*FTP		176	

Tableau I.2

***Chapitre II***  
***Pré dimensionnement des éléments***

---

## Pré dimensionnement des éléments

### II.1. Introduction :

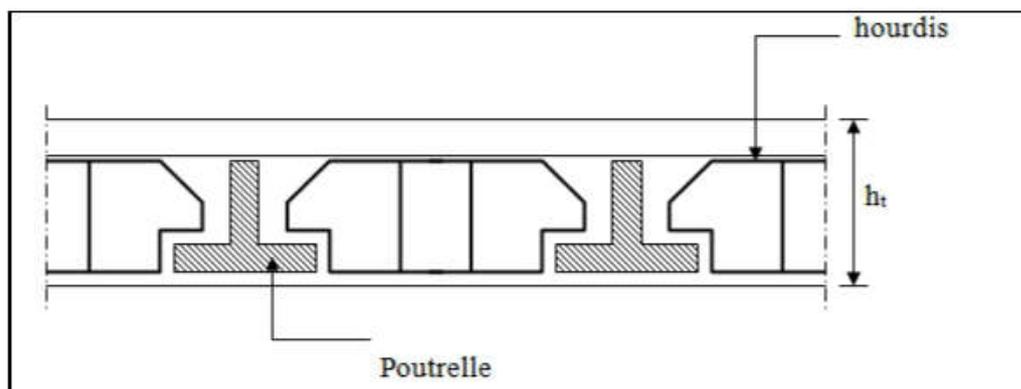
Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants la structure. Il sera fait selon les règles BAEL 91 et le RPA 99 version 2003.

### II.2. Pré dimensionnement des planchers :

#### . Planchers à corps creux :

Ce sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants (habitation, bureaux,...) Il permet d'avoir un plafond uni et une bonne isolation thermique et phonique, en plus d'être économique. Ce type de plancher est constitué de :

- ❖ Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- ❖ Poutrelles : éléments résistants du plancher
- ❖ Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- ❖ Treillis soudés.



Figur II.1: Plancher à corps creux.

- **II.2.1. Condition de flèche :** B.6.8.24 déformations BAEL 91

$$h_t \geq L_{\max}/22.5$$

Avec :  $L$  : distance maximal entre deux appuis de deux poutres (selon la disposition des poutrelles)  $L_{\max}=490\text{cm}$

$$\Rightarrow h_t \geq 490/22.5 = 21.78 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux :  $h_t=24 \text{ cm}$ .

-Hauteur du corps creux :  $h= 20 \text{ cm}$ .

-Hauteur de la dalle de compression :  $h_0= 4 \text{ cm}$

- **2.2.2. Résistance à la flexion :**

- $Lx/35 \leq e \leq Lx/30$  Pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq Lx/20$  Pour une dalle sur un seul appui.
- $Lx/50 \leq e \leq Lx/40$  Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.

$Lx$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable) Dans notre cas la dalle reposant sur 4 cotés à une portée égale à :  $Lx = 440$  cm

Ce ci engendre donc :  $440/50 \leq e \leq 440/40 \Rightarrow 8.8\text{cm} \leq e \leq 11\text{cm}$

On prend  $e = 10$  cm.

▪ **2.2.3. Résistance au feu:**

$e = 7$  cm pour une heure de coupe-feu.

$e = 11$  cm pour 2 heures de coupe-feu.

$e = 17,5$  pour un coupe feu de 4 heures.

On admet que :  $e = 12$  cm.

▪ **2.2.4. Isolation phonique:**

Selon les règles techniques [CBA93] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être Supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur à:  $e = 16$  cm.

-Conclusion :  $e = \max(10,12,16,24)\text{cm}$ .

$e = (20+4) \text{ cm} \Rightarrow e = 24\text{cm}$ .

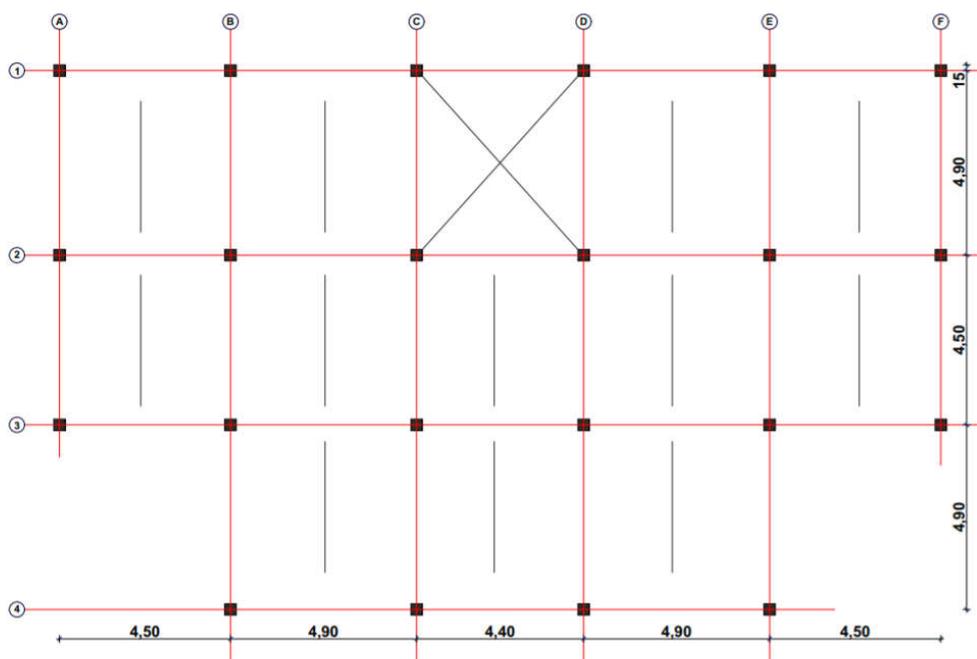


Figure. II.2: Schéma de disposition des poutrelles.

### II.3. Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T é en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

\*b : la largeur de la table de compression

\*b<sub>0</sub> : la largeur de la poutrelle.

\*L<sub>0</sub>=L<sub>x</sub> : distance entre axes de poutrelles.

\*L<sub>y</sub> : Travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

\*L<sub>x</sub> : distance maximale entre deux appuis de deux poutrelles.

\*h<sub>t</sub> : Hauteur du plancher = 24cm.

\*h<sub>0</sub>: Hauteur de la dalle de compression=4cm.

Soient :

$$*b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 16\text{cm})$$

Soit : b<sub>0</sub> = 10cm.

$$*b_1 \leq \min(L_x/2, L_y/10) \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

L<sub>x</sub> = 65-10 = 55 cm : distance entre deux nervures Successives.

L<sub>y</sub> : la distance maximale entre deux appuis des poutres secondaires, L<sub>y</sub>=490cm.

$$b_1 \leq \min(55/2 ; 490/10) \Rightarrow b_1 \leq \min(27.5 ; 49) \text{ cm.}$$

$b_1=27.5\text{cm}$

$$*b=2 b_1+ b_0=2*27.5+10=65\text{cm}$$

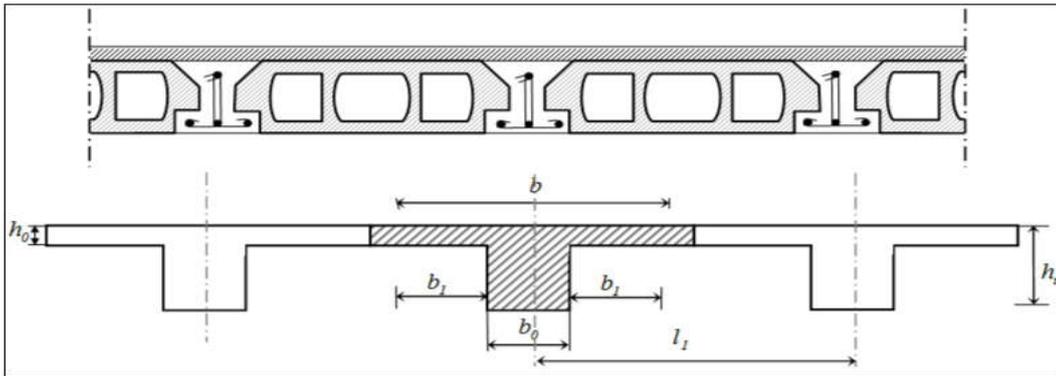


Figure II.3: Nervure.

#### II.4. LES dalles pleines (balcon):

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur  $h$ ) est petite par rapport aux deux autres (les portées  $L_x$  et  $L_y$ ). On désigne par  $L_x$  la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

- Résistance au feu : (CBA93)

$e \geq 7\text{cm} \Rightarrow$  Pour une heure de coupe feu.

$e \geq 11\text{cm} \Rightarrow$  Pour deux heures de coupe feu.

L'isolation phonique : Selon les règles techniques ( CBA93 ) en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur à :  $e = 14 \text{ cm}$ .

- Critère de résistance a la flexion : (CBA93)

$L_x/35 \leq e \leq L_x/30 \Rightarrow$  Pour une dalle sur deux appuis. Avec  $\rho < 0.4$ .

$L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \Rightarrow$  Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec  $\rho \geq 0.4$ .

$e \geq L_x/20 \Rightarrow$  Pour une dalle sur un seul appui.

LX : la plus petite portée de panneau sollicité.

-dalles pleines sur un appuis :

$e \geq Lx/20$  Pour une dalle sur un appui.

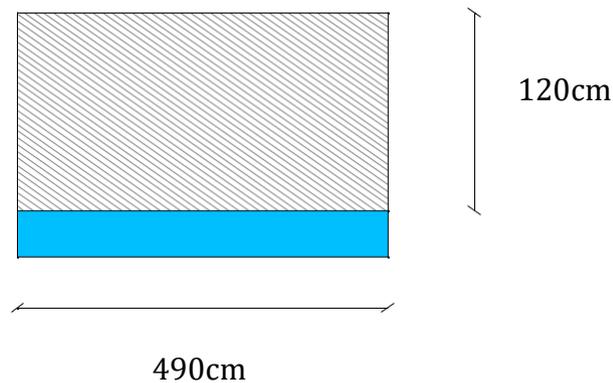


Figure II.4. : Balcon

Donc :  $e \geq 122/20=6.1\text{cm}$

On prend :  $e = 14 \text{ cm}$

## II.5. LES POUTRES :

### II.5.1. LES POUTRES PRINCIPALES :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$L \text{ max}/15 \leq h \leq L \text{ max}/10$$

Avec :

- h : hauteur de la poutre.

- L max : distance maximale entre nus d'appuis(L max=490cm).

D'où :  $490/15 \leq h \leq 490/10 \Rightarrow 32.67\text{cm} \leq h \leq 49\text{cm}$

On prend :  $h = 45\text{cm}$

on prend  $b = 30$

Donc soit :  $\begin{cases} h=45\text{cm.} \\ b =30\text{cm} \end{cases}$

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$  Condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$  Condition vérifiée.
- $h/b \Rightarrow 45/30 = 1.5 < 4$  Condition vérifiée.

▪ **II.5.2. LES POUTRES SECONDAIRES :**

$L=490\text{ cm,}$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 490/15 \leq h \leq 490/10 \Rightarrow 32.67\text{cm} \leq h \leq 49\text{cm}$$

Soit :  $\begin{cases} h = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

- $b \geq 30\text{cm}$  Condition vérifiée.
- $h \geq 40\text{cm}$  Condition vérifiée.
- $h/b \Rightarrow 40/30 = 1.33 < 4$  Condition vérifiée.

 **II.6. LES VOILES :**

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liées entre eux par des planchers.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

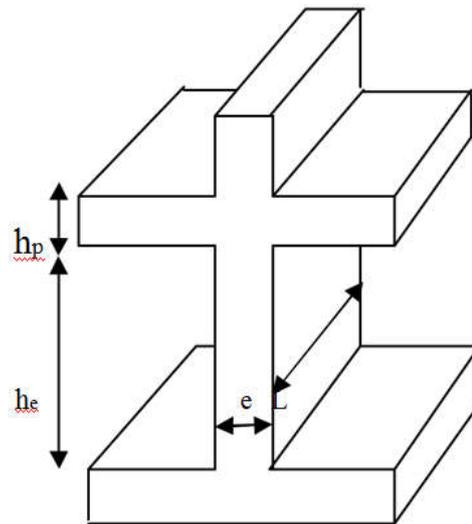


Figure II.5. Détail d'un voile.

$h_p$  : Hauteur totale de la poutre.

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$e$  : Epaisseur du voile.

$L$  : Longueur du voile.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire la condition suivante selon le RPA :

$$e \geq \max (h_e/20 ; 15) \text{ cm} \Rightarrow e \geq \max(261/20 ; 15) \text{ cm}$$

$$e = 13.05 \text{ cm}$$

L'article 7.7.1 RPA99/version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm

Donc :  $e = 15 \text{ cm}$

## 🚧 II.7. PREDIMENSIONNEMENT DES ACROTÈRE :

C'est un élément en béton armé, placé à la périphérie du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher et soumis à son poids propre ( $G$ ), une force latérale due à l'effort ( $F_p$ ) et une charge horizontale ( $Q$ ) due à la main courante.

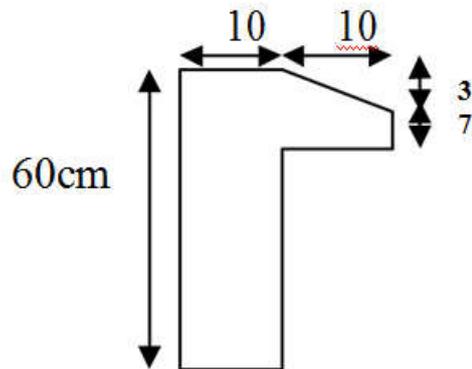


Figure II.6: Dimension de l'acrotère.

$$S=(0.6*0.1)+(0.07*0.1)+(0.03*0.1/2)=0.069m^2$$

$$S=0.069m^2$$

### II.8. Les escaliers :

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

Notre structure présente deux types d'escaliers qui sont : escalier droit à deux et trois volées avec palier de repos, situé aux différents étages réalisés en béton armé coulé sur place et un escalier balancé.

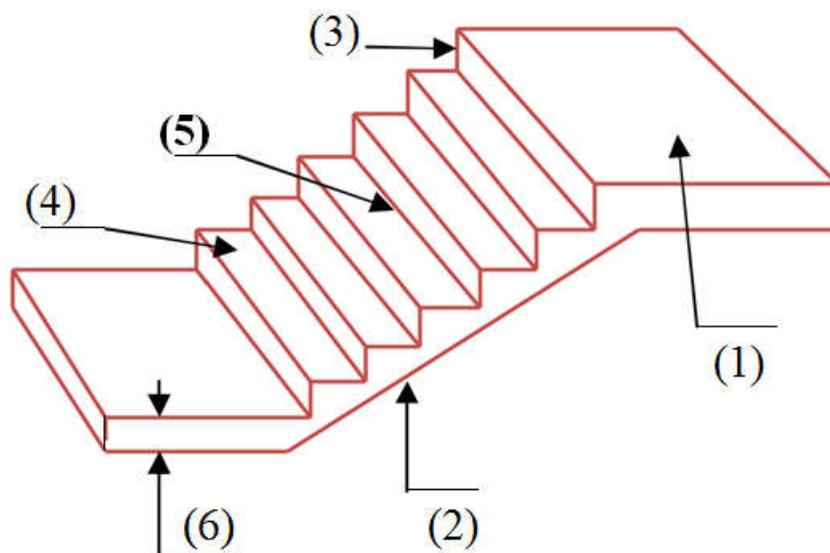


Figure II.7 : Schéma de l'escalier.

### Description :

Les escaliers sont con

- (1) Palier
- (2) Paillasse
- (3) Contre marches
- (4) Giron
- (5) Emmarchement
- (6) Epaisseur

### ▪ II.8.1. TYPES D'ESCALIERS :

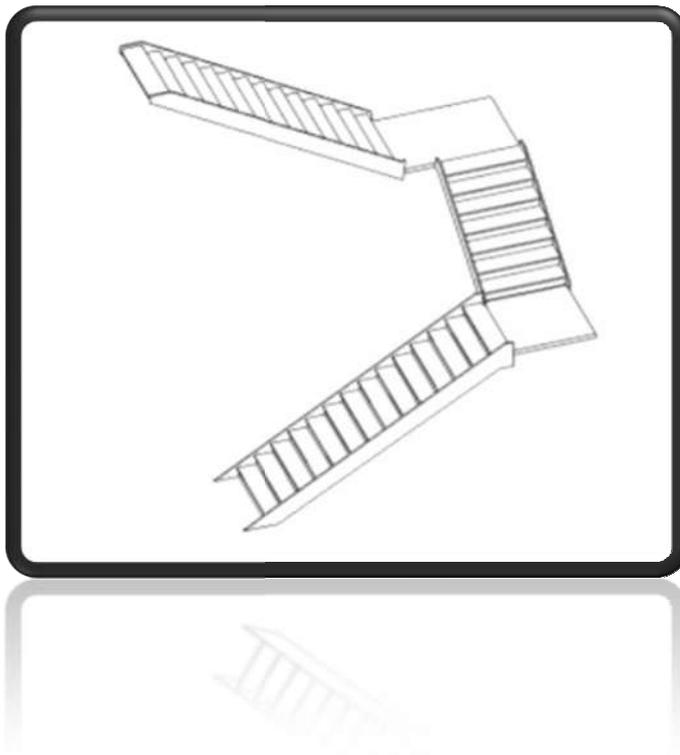


Figure II.8 : escalier a trois volées.

▪ II.8.2. DIMENSIONNEMENT :

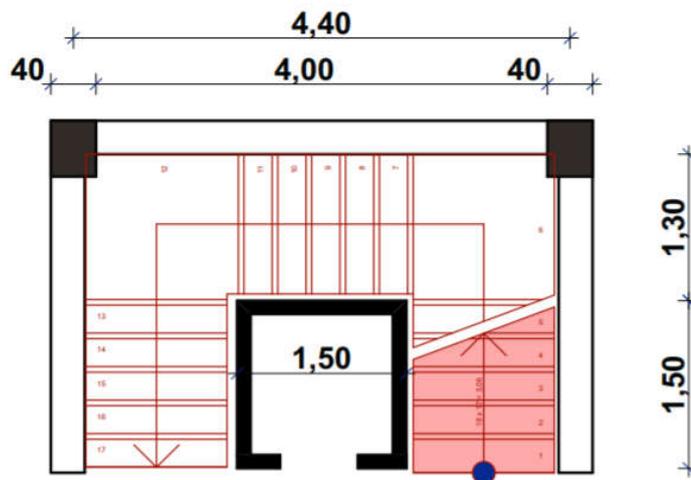


Figure II.9. Schéma de l'escalier

-Les escaliers droits à trois volées :

- la hauteur des contremarches :

$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$  ; On prends :  $h = 17 \text{ cm}$ . (Condition vérifiée)

la marches :  $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$ . ; on prends  $g = 30 \text{ cm}$ .  
(Condition vérifiée)

- La formule empirique de BLONDEL:  $55 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$

$55 \leq 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm}$  (Condition vérifiée)

-Hauteur :  $H = 3.06 \text{ m}$

-n : le nombre de contremarches sur les étage :  $n = H/h$

$n = 306/17 = 18$

On à : 1 et 2 et 3 éme volée  $\Rightarrow n/3 = 18/3 = 6$  contremarches.

- H0 (Hauteur de la volée) =  $6 \times 17 = 102$  cm.
- nombre de marche=  $6-1=5$  marches.
- $\alpha = \tan^{-1} 102/150=34.220$

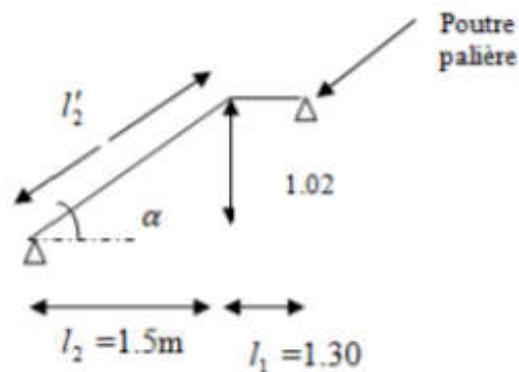


Figure II.10 : schéma statique de la 1er volée d'escalier

$$L1=150 / \cos 34.22 = 181 \text{ cm}$$

$$L0=130+130+181=441 \text{ cm}$$

-épaisseur de la paillasse :

$$L0/30 \leq e \leq L0/20 \Rightarrow 441/30 \leq e \leq 441/20 \Rightarrow 14.7 \text{ cm} \leq e \leq 22.55 \text{ cm.}$$

On prend :  $e = 15$  cm

### II.9. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les réglés du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- conditions du RPA99.

Les dimensions de la section transversale des poteaux Selon les règles (RPA99/v.2003) : Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone III.

$$* \min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad (\text{cv})$$

$$* \min (b_1, h_1) \geq h_e / 20 \Rightarrow 40 \text{ cm} > 261 / 20 = 13.06 \text{ cm} \quad (\text{cv})$$

$$* 0.25 < b_1 / h_1 < 4 \Rightarrow 0.25 < 40 / 50 = 0.8 < 4. \quad (\text{cv})$$

S (40\*50)cm<sup>2</sup>

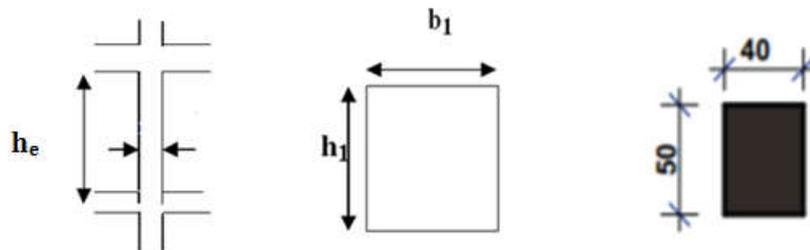


Figure II.11: Hauteur libre d'étage

Tel que :

he : Hauteur libre d'étage, elle est égale à  $h_e = 2.61 \text{ m}$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend un poteau de section (40×50) cm<sup>2</sup>.

*Chapitre III*  
*Evaluation des charges et surcharges*

---

## ➤ Evaluation des charges et surcharges

### ➤ III.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(G) et les charges d'exploitations(Q).

### ➤ III.2. Plancher terrasse non accessible :

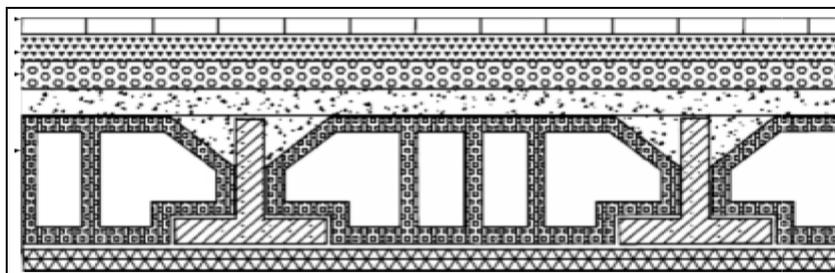


Figure III.1: Plancher terrasse.

N°	Désignation.	e (m)	$\gamma$ (DaN/m <sup>3</sup> )	Charges "G" (DaN/m <sup>2</sup> )
1	gravier	0.045	2000	90
2	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
3	Forme de pente	0.1	2000	200
4	Isolation thermique	0.04	400	16
5	Planche à corps creux (20+4)	0.24	/	330
6	Enduit de plâtre	0.02	1000	20
				<b>668 (DaN/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau III.1 : Charge permanente revenant aux Plancher étage terrasse.

\*Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)

\*Qt=100 DaN /m<sup>2</sup> = 100×1m =100 DaN/ml.

III.3. Plancher étage courant :

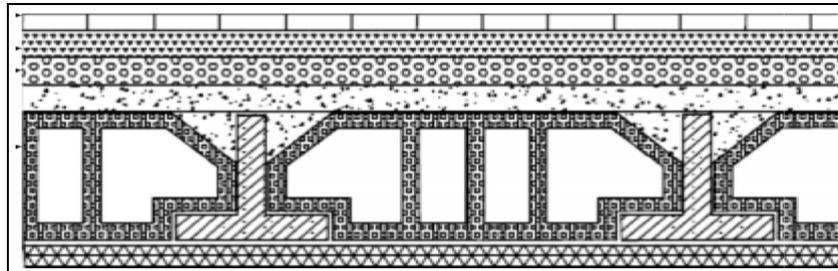


Figure III.2: Plancher étage courant et RDC.

N°	Désignation.	e (m)	$\gamma$ (DaN/m <sup>3</sup> )	Charges "G" (DaN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Planche a corps creux (20+4)	0.24	/	330
5	enduit de plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons de séparation	0.10	900	90
				<b>560 (DaN/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau III. 2 : Evaluation des Charge permanente dans plancher d'étage courant.

\*La charge permanente totale est estimée à :  $G = 560 \text{ DaN /m}^2$ .

\* La charge exploitation Plancher à usage habitations :  $Q = 150 \text{ DaN /m}^2$  .....DTR B.C.2.2

III.4. Les Murs extérieur :

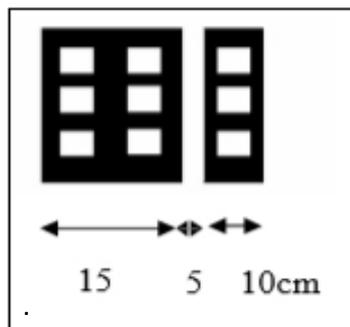


Figure III.3: Mur extérieur.

N°	Désignation.	e (m)	$\gamma$ (DaN/m <sup>3</sup> )	Charges "G" (DaN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment extérieur	0.015	1800	27
2	Brique creuse 15 cm	0.15	1300	195
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse 10 cm	0.10	900	90
5	Enduit plâtre intérieur	0.02	1000	20
				<b>332 DaN/m<sup>2</sup></b>

Tableau III.3: Charge permanente revenant aux murs extérieurs.

\*La charge totale :  $g = 267 \text{ DaN /m}^2$

$$G = g \times 70 \% = 186.9 \text{ DaN /m}^2$$

### III.5. Dalles pleine (Balcon) :

- Etage courant Type (1) :

N°	Désignation.	e (m)	$\gamma$ (DaN/m <sup>3</sup> )	Charges "G" (DaN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Dalle pleines	0.12	2500	300
4	Enduit de plâtre	0.015	1000	15
				<b>399 DaN/m<sup>2</sup></b>

Tableau III.4: Charge permanente dans les balcons d'étage courant.

\* La charge permanente totale :  $G = 399 \text{ DaN /m}^2$ .

\*La charge exploitation des balcon d'étage courant :  $Q = 350 \text{ DaN /m}^2$ .....DTR B.C.2.2

- Etage terrasse Type (2) :

N°	Désignation.	e (m)	$\gamma$ (DaN/m <sup>3</sup> )	Charges "G" (DaN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.05	2000	100
2	Etanchéité multicouches	0.02	600	12
3	Isolation thermique	0.04	400	16
4	Béton de pente	0.1	2000	200

5	Plancher dalle pleine	0.12	2500	300
6	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
				<b>648 DaN/m<sup>2</sup></b>

Tableau III.5: Charge permanente revenant aux balcons terrasse.

\* La charge permanente totale :  $G = 648 \text{ DaN/m}^2$

\*La charge exploitation du balcon terrasse :  $Q = 100 \text{ DaN/m}^2$

### III.6.Acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture. Pour la terrasse inaccessible on prend  $H = 60 \text{ cm}$ .

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire.

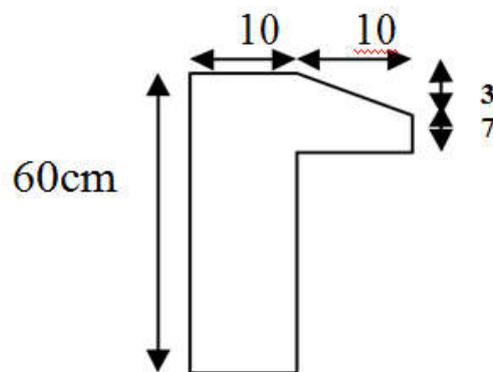


Figure III.4: Dimension de l'acrotère.

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

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

$$\text{Le poids propre } G = G1 + G2 = 171.25 + 12 = 183.25 \text{ da N/ml}$$

III.7. Les escaliers :

III.7.1. Evaluation des charges et sur charges du paillasse :

Désignation des éléments	$\gamma$ (DaN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Charges "G" (DaN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement du sol en carrelage horizontal</b>	2200	0.02	44
<b>Mortier de pose</b>	2000	0.02	40
<b>Dalle pleine</b>	2500	0.14/cos 34. 22	454
<b>Enduit de plâtre</b>	1000	0.015/cos 34. 22	18
<b>Marche</b>	2200	0.17/2	187
			<b>743</b>
			<b>DaN/m<sup>2</sup></b>

Tableau III.6: Evaluation des charges sur la paillasse.

\*La charge permanente totale de paillasse:  $G=743 \text{ DaN/m}^2$

\*La charge exploitation de paillasse :  $250 \text{ DaN/m}^2$

III.7.2 : Evaluation des charges sur le palier :

Désignation des éléments	$\gamma$ (DaN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Charges "G" (DaN/m <sup>2</sup> )
<b>Carrelage</b>	2200	0.02	44
<b>Mortier de pose</b>	2000	0.02	40
<b>Lit de sable</b>	1800	<b>0.02</b>	36
<b>Dalle pleine</b>	2500	<b>0.12</b>	300
<b>Enduit de plâtre</b>	1000	<b>0.02</b>	20
			<b>440</b>
			<b>DaN/m<sup>2</sup></b>

Tableau III.7: Evaluation des charges sur le palier.

\*La charge permanente totale de palier:  $G=440 \text{ DaN/m}^2$

\*La charge exploitation de palier :  $Q 250 \text{ DaN/m}^2$

**III.8.Loi de dégression :**

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

- ✓ Pour la toiture ou 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).

$N_1 : Q_0 = 2048 \text{ DaN}$

$N_2 : Q_1 = 2048 + 3042 = 5090 \text{ DaN}$

$N_3 : Q_2 = Q_1 + 0.9 \times 3042 = 5090 + 2737.8 = 7827.8 \text{ DaN}$

$N_4 : Q_3 = Q_2 + 0.8 \times 3042 = 7827.8 + 2433.6 = 10261.4 \text{ DaN}$

$N_5 : Q_4 = Q_3 + 0.7 \times 3042 = 10261.4 + 2129.4 = 12390.8 \text{ DaN}$

$N_6 : Q_5 = Q_4 + 0.6 \times 3042 = 12390.8 + 1825.2 = 14216 \text{ DaN}$

$N_7 : Q_6 = Q_5 + 0.5 \times 3042 = 14216 + 1521 = 15737 \text{ DaN}$

$N_8 : Q_7 = Q_6 + 0.5 \times 3042 = 15737 + 1521 = 17258 \text{ DaN}$

$N_9 : Q_8 = Q_7 + 0.5 \times 3042 = 17258 + 1521 = 18779 \text{ DaN}$

$N_{10} : Q_9 = Q_8 + 0.5 \times 3042 = 18779 + 1521 = 20300 \text{ DaN}$

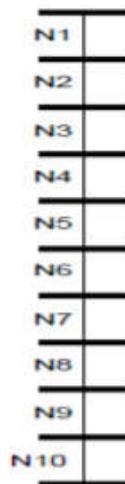


Figure III.5 Les charges d'exploitation de chaque étage

### III.9. Descente de charge:

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

#### Poteau 3-c :

##### III.9.1. La surface afférente Les charges et surcharges:

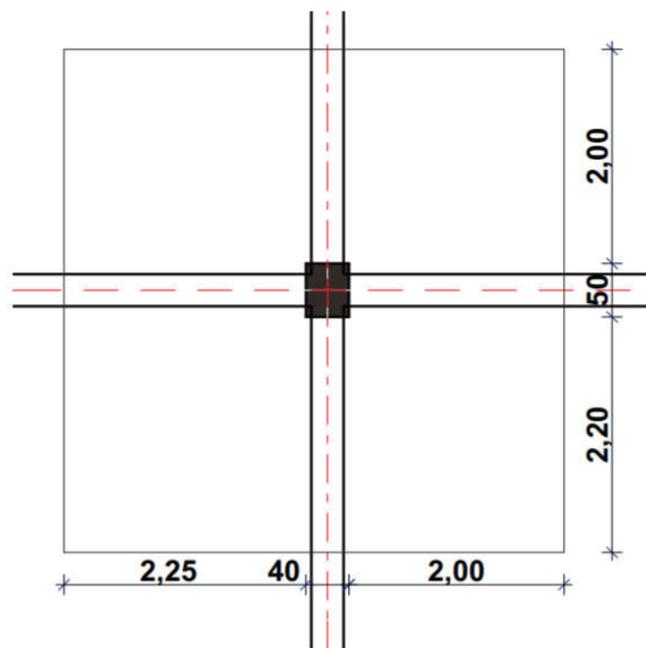


Figure III.6. Surface afférente Les charges et surcharges:

#### Poteaux : $(40 \times 50) \text{ cm}^2$

- ✓  $SG = (2.25 + 2) \times (2.2 + 2) = 17.85 \text{ m}^2$
- ✓  $SQT = (2.25 + 2 + 0.3) \times (2.2 + 2 + 0.3) = 20.48 \text{ m}^2$
- ✓  $SQ \text{ étage} = 20.48 - (0.4 \times 0.5) = 20.28 \text{ m}^2$
- ✓  $GT = 668 \times 17.85 = 11924 \text{ DaN}$
- ✓  $QT = 100 \times 20.48 = 2048 \text{ DaN}$
- ✓  $G \text{ étage} = 399 \times 17.85 = 7122 \text{ DaN}$
- ✓  $Q \text{ étage} = 150 \times 20.28 = 3042 \text{ DaN}$
- ✓  $G \text{ pot} = 0.4 \times 0.5 \times (3.06 - 0.45) \times 2500 = 1280 \text{ DaN}$

#### Les poutres :

- ✓  $G_{pp} = 0.3 \times 0.45 \times 4.25 \times 2500 = 1434.38 \text{ DaN}$
- ✓  $G_{ps} = 0.30 \times 0.40 \times 4.20 \times 2500 = 1260 \text{ DaN}$
- ✓  $G_{poutres} = 1434.38 + 1260 = 2694.38 \text{ DaN}$

Niveaux	Eléments	G (DaN)	Q (DaN)
N1	Plancher terrasse	11924	2048
	Poutres	2694.38	
	TOTAL :	<b>14618.38</b>	<b>2048</b>
N2	N1	14618.38	<b>5090</b>
	Plancher étage courant	7122	
	Poutres	2694.38	
	Poteaux	1280	
	TOTAL :	<b>25714.76</b>	<b>5090</b>
N3	N2	25714.76	<b>7827.8</b>
	Plancher étage courant	7122	
	Poutres	2694.38	
	Poteaux	1280	
	TOTAL :	<b>36811.14</b>	<b>7827.8</b>
N4	N3	36811.14	<b>10261.4</b>
	Plancher étage courant	7122	
	Poutres	2694.38	
	Poteaux	1280	
	TOTAL :	<b>47907.52</b>	<b>10261.4</b>
N5	N4	47907.52	<b>12390.8</b>
	Plancher étage courant	7122	
	Poutres	2694.38	
	Poteaux	1280	
	TOTAL :	<b>59003.9</b>	<b>12390.8</b>
N6	N5	59003.9	<b>14216</b>
	Plancher étage courant	7122	
	Poutres	2694.38	
	Poteaux	1280	
	TOTAL :	<b>70100.28</b>	<b>14216</b>
N7	N6	70100.28	<b>15737</b>
	Plancher étage courant	7122	
	Poutres	2694.38	
	Poteaux	1280	
	TOTAL :	<b>81196.66</b>	<b>15737</b>

N8	N7 Plancher étage courant Poutres Poteaux TOTAL :	81196.66	<b>17258</b>
		7122 2694.38 1280	
		<b>92292.42</b>	<b>17258</b>
N9	N8 Plancher étage courant Poutres Poteaux TOTAL :	92292.42	<b>18779</b>
		7122 2694.38 1280	
		<b>103388.8</b>	<b>18779</b>
N10	N9 Plancher étage courant Poutres Poteaux TOTAL :	103388.8	<b>20300</b>
		7122 2694.38 1280	
		<b>114485.18</b>	<b>20300</b>
	<b>TOTAL :</b>	<b>114485.18</b>	<b>20300</b>

Tableau III.8 : Descente de charge du poteau 3-c.

- $N_u = 1.35G + 1.50Q = 1.35 (114485.18) + 1.5 (20300) = 185004.99$  DaN.
- $N_{ser} = G + Q = 114485.18 + 20300 = 134785.18$  DaN.

### III.10. Vérification :

-Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4.1)

$$N_u / B \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times f_{c28} / 1.5 = 14.2 \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

**B : la section du poteau**

Niveau	Nu (DaN)	B (m <sup>2</sup> )	Nu/B(MPa)	$N_u / B \leq \sigma_{bc} = 14.2$	$B \geq N_u / 0.6 \times f_{c28}$
RDC+9	185004.99	0.2	9.25	vérifié	vérifié

Tableau III.9. Vérification du critère de résistance.

- vérifier la condition suivante :

$$B \geq N_u / 0.6 \times f_{c28}$$

**-Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit faire vérification suivante :

$$N_u \leq B_r \times ((f_{c28}/0.9 \times \gamma_b) + A_s \times f_e / \gamma_s) \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

- $B_r$  : Section réduite du béton.
- $A_s$ : Section des armatures.
- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton. = 1.5
- $\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers = 1.15
- $\alpha$ : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$$\alpha = (0.85/1 + 0.2 \times (\lambda/35)^2) \rightarrow 0 < \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \times (50/\lambda)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70$$

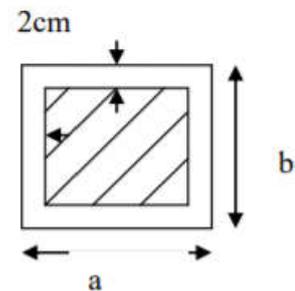


Figure III.7. Section de poteau

On calcule l'élanement  $\lambda = l_f / i$

- $l_f$ : Longueur de flambement.  $l_f = 0.7 \times l_0$
- $l_0$ : Longueur.
- $i$  : Rayon de giration.  $i = \sqrt{I/B}$
- $I$  : Moment d'inertie.  $I = b \times h^3 / 12$
- $F_e = 400 \text{ Mpa}$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

- $B_r \geq N_u / \alpha \times ((f_{c28}/0.6 \times \gamma_s) + f_e / 200 \times \gamma_s)$
- $\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times l_f / b$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \times l_f / h$$

Poteau (cm)	$B (m^2)$	$B_r (m^2)$	$l_0 (m)$	$l_f (m)$	$I (m^4)$	$i$	$\lambda$	$\alpha$
40x50	0.2	0.35	3.06	2.142	$4.16 \times 10^{-3}$	0.32	18.55	0.80

poteau	$N_u$	$B_r (m^2)$	$N_u / \alpha \times ((f_{c28} / 0.6 \times \gamma_s) + f_e / 200 \times \gamma_s)$	$B_r \geq N_u / \alpha \times ((f_{c28} / 0.6 \times \gamma_s) + f_e / 200 \times \gamma_s)$
40x50	185004.99	0.35	0.303	vérifié

Tableau III.10: Vérification au flambement des poteaux

**- Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :**

Selon le RPA99 /2003(Art 7.4.3.1), l'effort normale de compression de calcul est limité par la condition suivante:

$$V = N_d / B_c \times f_{cj} \leq 0.3$$

Où:

$N_d$ : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$$N_d = N_G + N_Q$$

$B_c$ : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{cj}$ : est la résistance caractéristique du béton.

Donc on calcule la section qu'est assurée la stabilité du poteau selon la condition de l'RPA99 :

<i>poteau</i>	$N_d$ (kn)	$B_c$ (m <sup>2</sup> )	$V$	$V = N_d / B_c \times f_{cj} \leq 0.3$
<b>40x50</b>	13478.518	0.2	0.270	vérifié

Tableau III.11: vérification Vérification vis-à-vis

***Chapitre IV***  
***Etude des éléments secondaires***

---

## ✚ Etude des éléments secondaires

### ✚ IV.1. L'acrotère :

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.

- Largeur  $b=100\text{cm}$
- Hauteur  $H=60\text{cm}$
- Epaisseur  $e=10\text{cm}$
- $S=0.069\text{ m}^2$

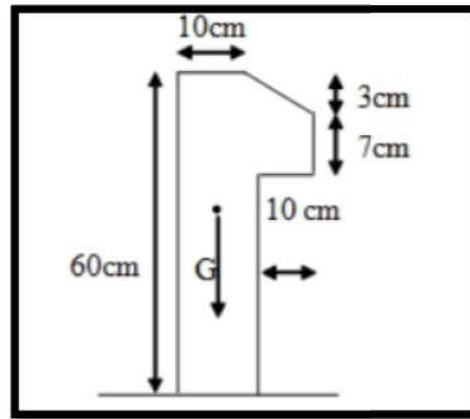


Figure IV.1 : schéma de L'acrotère.

#### ▪ IV.1.1. Evaluation des charges :

- Poids propre :  $G=2500 \times 0.069 \times 1 = 172.5\text{ daN/ml}$ .
- Poids d'enduit extérieure ( $e=2\text{cm}$ ) :  $G_1= 2000 \times 0.01 \times 0.6 \times 1 = 12\text{ daN/ml}$ .
- Poids d'enduit intérieure ( $e=2\text{cm}$ ) :  $G_2= 2000 \times 0.01 \times 0.6 \times 1 = 12\text{ daN/ml}$ .

$$W = G + G_1 + G_2 = 172.5 + 2(12) = 196.5\text{ daN/ml}$$

$$Q = 100\text{ dan/ml}$$

#### ▪ IV.1.2. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après RPA 99/ V2003 (Art 6.2.3), Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone III,  $A= 0.25$ ). (Tableau 4.1 RPA 99/2003).

$C_p$ : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0.8$ ). (Tableau 6.1 RPA 99/2003).

$W$ : Poids de l'acrotère.

- $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 196.5 = 157.2 \text{ dan /ml}$

Soit :  $Q = 100 \text{ dan /ml}$  (surcharge due à la main courante)

$F_p = 1572 \text{ N}$ .

$Q = 1000 \text{ N}$ .

$F = \max(F_p; Q)$

- $F = F_p = 1572 \text{ N}$ .

$M_Q = 1572 \times 1 = 1572 \text{ N.m}$

$T_\mu = F_p = 1572 \text{ N}$

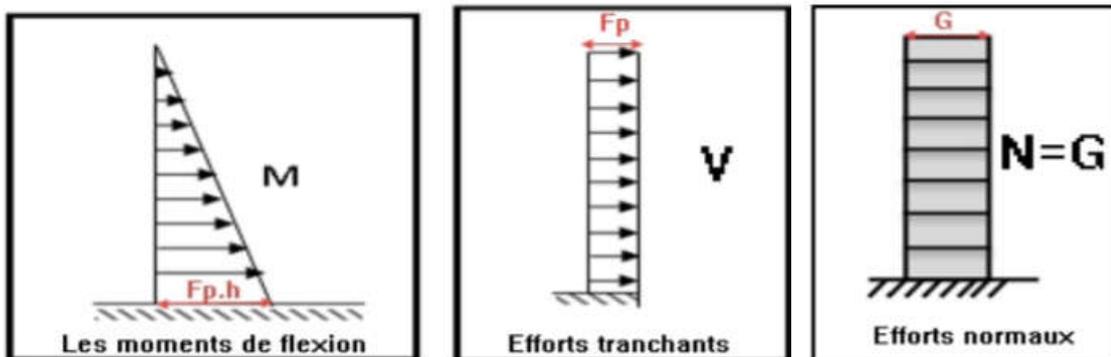


Figure IV.2 : Diagrammes des sollicitations M ,V, N.

▪ **IV.1.3.Calcul des sollicitations :**

-La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base)

$M_Q = F_p \times h = 1572 \times 0.6 = 943.2 \text{ N.m}$

$N_u = G = 196.5 \text{ daN/ml}$

$T = Q = 100 \text{ daN/ml}$

❖ **Combinaison d'action :**

➤ **à l'état limite de résistance (ELU) :**

$N_u = 1 \times W = 1 \times 196.5 = 196.5 \text{ N}$

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

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 943.2 = 1414.8 \text{ N/ml}$$

$$V_u = 1.5 F_p = 1.5 \times 1572 = 2358 \text{ N}$$

- à l'état limite de service (ELS) :

$$N_s = G = 1965 \text{ N}$$

$$M_s = F_p \times h = 1572 \times 0.6 = 943.2 \text{ N.m}$$

$$V_s = F_p = 1572 \text{ N}$$

- **IV.1.4. Ferrailage de l'acrotère :**

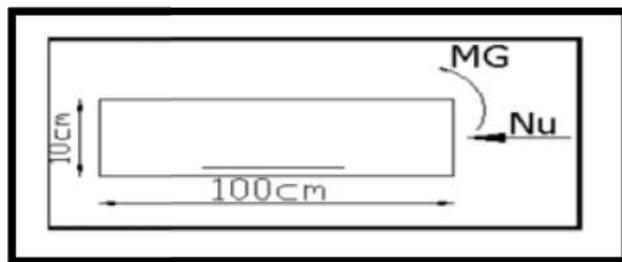


Figure IV.3: ferrailage de l'acrotère.

$$c = 3 \text{ cm} , d = 7 \text{ cm} , \text{ Acier FeE400 (Fissuration préjudiciable)}$$

La section de calcul est rectangulaire de largeur  $b = 100 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 10 \text{ cm}$  « épaisseur »

- **IV.1.4.1. Armatures longitudinales :**

- Calcul à l'ELU :

-Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = M_u / N_u = 1414.8 / 1965 = 0.72 \text{ m.}$$

$$h/2 = 0.1/2 = 0.05 \text{ m} \Rightarrow e_g = 0.72 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

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.

-Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u(h/2 - c) = 1414.8 + 1965(0.05 - 0.03) = 1454.1 \text{ N/ml.}$$

$$\mu = M_1 / \sigma_b \times b \times d^2$$

$$\sigma_b = 0.85 \times f_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1454.1 / 14.2 \times 100 \times 72 = 0.02 < \mu_l = 0.392$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025.$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.99.$$

$$A_1^u = 1454.1 / 348 \times 0.99 \times 7 = 0.60 \text{ cm}^2$$

-Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$N$  est un effort de compression  $A = A_u - (N_u / 100 \times \sigma_s)$

$$\text{On a : } A' = A'_1 = 0 \Rightarrow A = 0.60 - (1965 / 100 \times 348) = 0.544 \text{ cm}^2$$

M1(N.ml)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A^u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
1454.1	0.02	0.025	0.99	0.60	0.544

• **IV.1.4.2.Vérification :**

- E.L.U :
- Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_e) \times (e_G - 0.455d / e_G - 0.185d)$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times (2.1 / 400) \times (72 - 0.455 \times 7 / 72 - 0.185 \times 7)$$

$$A_{\min} = 0.822 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$\text{On adopte : } A = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

- E.L.S :

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

$$\text{Fissurations Préjudiciables : } \sigma_s \leq \min (2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta f_t})$$

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

$$\sigma_s \leq \min (2/3 \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) \Rightarrow \sigma_s \leq \min (266.66 ; 201.63)$$

$$\sigma_s = 201.63 \text{ Mpa.}$$

- Détermination du centre de pression :

$$G_{bc} = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} = 943.2 / 1965 = 0.48 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Alors le point c se trouve hors de la section :

$$C = G_{bc} - h/2 = 48 - 10/2 = 43 \text{ cm.}$$

Compte tenu les conventions des signes :  $c = -43 \text{ cm}$

$$C = -43 \text{ cm.}$$

$$d = 7 \text{ cm.}$$

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

$$A' = 0.$$

$$A = 2.51 \text{ cm}^2.$$

$$P = -3 \times c^2 - ((90 \times A')/b) \times (c-d) + ((90 \times A)/b) \times (d-c)$$

$$P = -3 \times (-43)^2 - 0 + ((90 \times 2.51)/100) \times (7 - (-43))$$

$$*P = -4867.041 \text{ cm}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - ((90 \times A')/b) \times (c-c)^2 - ((90 \times A)/b) \times (d-c)^2$$

$$q = -2 \times (-43)^3 - ((90 \times 2.51) / 100) \times (7 - (-43))^2$$

$$*q = 152739 \text{ cm}^3$$

$Y_2$  : racine de l'équation cubique :

$$Y_2^3 + p \times Y_2 + q = 0$$

$$Y_2^3 - 4867.041 Y_2 + 152739 = 0$$

$A = 2.51 \text{ cm}^2$  qui égale à 5T8

- **IV.1.4.3. Armatures de répartition : (A.8.2.41)**

$$A_r = A_{\text{adp}} / 4 = 2.51 / 4 = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_r = 3\emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

- **IV.1.4.4. Espacement entre les armatures : (B.5.3.3)**

$$e_l \leq \min(2.5h ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow e_l \leq 25 \text{ cm}$$

Soit :  $e_l = 20 \text{ cm}$ .

Pour l'emplacement des armatures de répartition on prend : 3T6 par face, ces armatures longitudinales restent nécessaires pour également reprendre la traction dans le béton du aux variations de température que subit l'acrotère.

- **IV.1.4.5 Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = v_u / b_0 \times d \dots \dots \dots b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1.5 = 1000 \times 1.5 = 1500 \text{ N}$$

$$* \tau_u = 1500 / 1000 \times 70 = 0.0214 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\tau_u = \min(0.15 \times f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0214 \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{cv})$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.1.5.présentation du ferrailage :

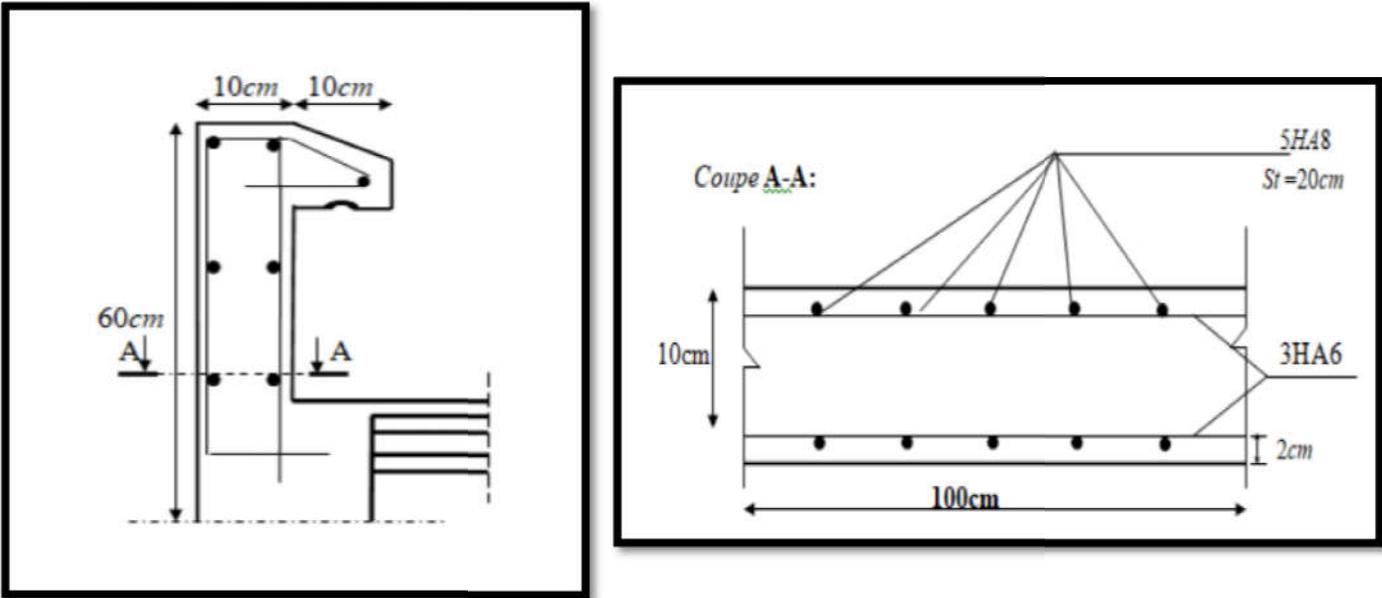
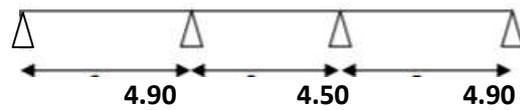
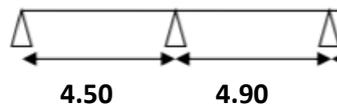


Figure IV.4: Schéma ferrailage de l'acrotère.

**IV.2. Calcul des planchers :**➤ **IV.2.1. Etude des poutrelles :**✓ **IV.2.1.1. Différents types des poutrelles :****\*Type 1 :****\*Type 2 :**

. Figure IV.5: Schéma des 2 types des poutrelles

plancher terrasse inaccessible:

- $G = 6.68 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

Plancher d'étage courant :

- $G = 5.60 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$

✓ **IV.2.1.2. Méthode de calcul :**

Les poutrelles sont calculées en section en T comme des poutres continues soumise à la flexion simple sous la charge Q. Pour le ferrailage, il faut calculer les sollicitations internes le moment et l'effort tranchant (M, V). pour les éléments (poutre continue) on utilise :

- la méthode forfaitaire
- la méthode de Caquot

- **IV.2.1.2.1 méthode forfaitaire :** (Art. B 6.2.2.1.0) [4]

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

La fissuration n'est pas préjudiciable.

Les charges d'exploitation sont modérées  $Q \leq 2G$ .

Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées.

Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$$

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

\*Plancher à surcharge modérée :  $Q \leq \min (2G ; 5) \text{ KN/m}^2$

✓ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.68 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min (2 \times 6.68 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots(\text{cv})$$

✓ Plancher étage courant :

$$G = 5.60 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.50 \leq \min (2 \times 5.60 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots(\text{cv})$$

\*Le rapport  $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$

Type 1 :  $0.8 \leq 4.90/4.50=1.08 \leq 1.25$  ..... (cv)

Type 2 :  $0.8 \leq 4.50/4.90=0.92 \leq 1.25$  ..... (cv)

Donc : on peut appliquer la méthode forfaitaire.

- **Principe de la méthode forfaitaire :** (Art. B 6.2.2.1.1)

**1. Les moments fléchissant :**

$M_0$  : Moment max de la travée indépendante.

$M_t$  : Moment max dans la travée étudiée.

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée.

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite de la travée.

$\alpha$  : Le rapport de charges d'exploitation « Q » sur la somme des charges permanentes « G » et les charges d'exploitation « Q » :  $\alpha = Q / (Q+G)$

**2. Les valeurs prise pour « $M_t$ ;  $M_g$ ;  $M_d$ » doivent vérifier les conditions suivantes :**

Travée de rive :

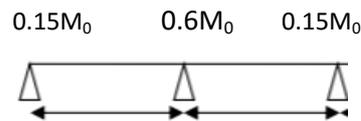
$$M_t \geq \max \left[ \left( \max [(1+0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0] - (M_g + M_d)/2 \right); \left( (1.2 + 0.3\alpha)/2 \right) M_0 \right].$$

Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left[ \left( \max [(1+0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0] - (M_g + M_d)/2 \right); \left( (1 + 0.3\alpha)/2 \right) M_0 \right].$$

**3. Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :**

1) cas de 02 travées :



2) cas de 03 travées :

**4. Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées.
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

5. Méthode de la RDM :

$$V_i = V_0 + (M_i - M_{i-1}) / L_i$$

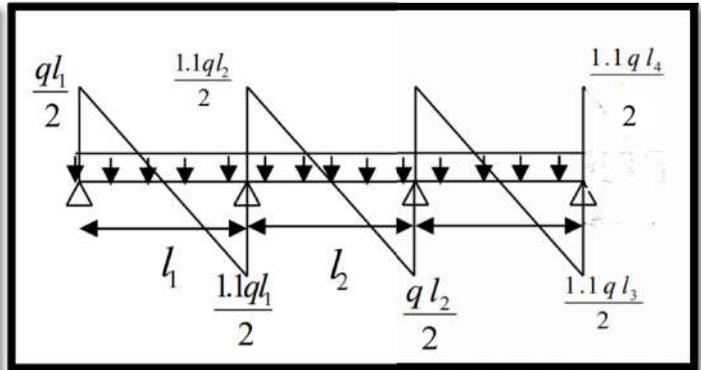
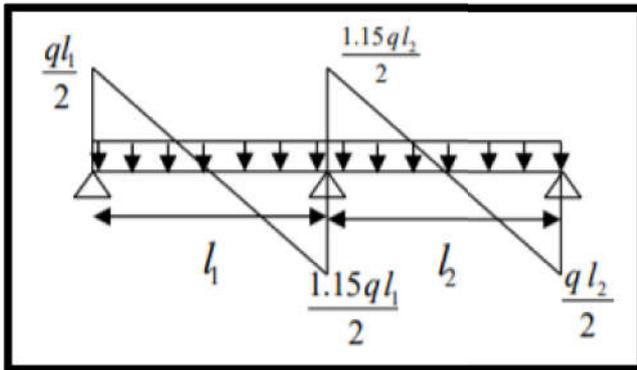


Figure IV.6 : Effort tranchant sur une poutre à 2 travées.

Figure IV.7. Effort tranchant d'une Poutre à 3 travées.

✓ **IV.2.1.3 : Calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles :**

1) Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

à l'ELU :  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $p_u = 0.67 \times q_u$

à l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0.67 \times q_s$

Designation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.68	1.0	10.518	7.047	7.68	5.146
Etages courants	5.60	1.5	9.810	6.573	7.100	4.757

Tableau IV.1 : Charges et surcharges d'exploitation.

Type	Travée	L(m)	L' (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>appui</sub> (KN.m)		M <sub>travée</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
1)	1-2	4.9	4.9	7.047	21.150	1	0	24.043	25.770	-29.63
						2	-12.690			
	2-3	4.5	3.6	7.047	17.838	2	-12.690	20.230	21.772	-18.93
						3	-2.676			
	3-4	4.9	4.9	7.047	21.150	3	-2.676	24.043	25.770	-29.63
2)						4	0			
	1-2	4.9	4.9	7.047	21.150	1	0	24.043	25.770	-29.63
						2	-12.690			
	2-3	4.5	4.5	7.047	21.150	2	-12.690	24.043	23.670	-27.22
						3	0			

Tableau IV.2 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

Type	Travée	L(m)	L' (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>appui</sub> (KN.m)		M <sub>travée</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
1)	1-2	4.9	4.9	5.14	23.050	1	0	26.231	18.816	-21.64
						2	-13.830			
	2-3	4.5	3.6	5.14	12.442	2	-13.830	14.160	13.824	-15.90
						3	-3.458			
2)	3-4	4.9	4.9	5.14	23.050	3	-3.458	26.231	18.816	-21.64
						4	0			
	1-2	4.9	4.9	5.14	23.050	1	0	26.231	18.816	-21.64
						2	-13.830			
	2-3	4.5	4.5	5.14	19.440	2	-13.830	26.231	17.280	-21.64
						3	0			

Tableau IV.3: Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

Type	Travée	L(m)	L' (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>appui</sub> (KN.m)		M <sub>travée</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
1)	1-2	4.9	4.9	4.757	14.277	1	0	15.176	17.395	-20.00
						2	-8.566			
	2-3	4.5	3.6	4.757	7.706	2	-8.566	8.195	14.697	-12.78
						3	-2.142			
2)	3-4	4.9	4.9	4.757	14.277	3	-2.142	15.176	17.395	-20.00
						4	0			
	1-2	4.9	4.9	4.757	14.277	1	0	15.176	17.395	-20.00
						2	-8.566			
	2-3	4.5	4.5	4.757	12.041	2	-8.566	12.800	15.975	-18.37
						3	0			

Tableau IV.4: Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage.

Type	Travée	L(m)	L' (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>appui</sub> (KN.m)		M <sub>travée</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
1)	1-2	4.9	4.9	6.573	19.727	1	0	20.970	24.035	-27.64
						2	-11.836			
	2-3	4.5	3.6	6.573	10.648	2	-11.836	11.319	20.301	-17.69
						3	-2.959			
	3-4	4.9	4.9	6.573	19.727	3	-2.959	20.970	24.035	-27.64
						4	0			

2)	1-2	4.9	4.9	6.573	19.727	1	0	20.970	24.035	-27.64
						2	-11.836			
	2-3	4.5	4.5	6.573	16.638	2	-11.836	17.686	25.383	-22.07
						3	0			

Tableau IV.5 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage.

✓ **IV.2.1.4. Ferrailage des poutrelles :**

➤ **Tableau récapitulatif :**

M<sub>a\_rive</sub> : le CBA93 exige une quantité d'acier équilibrant un moment égale à 0.15M<sub>0</sub>

Types de planchers	ELU				ELS			
	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_{trav}^{max}$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_{trav}^{max}$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)
Plancher terrasse Inaccessible	12.690	3.170	24.043	25.770	23.050	3.460	26.231	18.816
Plancher d'étage	11.836	2.960	20.970	24.035	8.566	2.141	15.176	17.395

Tableau IV.6: Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

➤ *plancher terrasse inaccessible :*

$h = 24\text{cm}$ ;  $h_0 = 4\text{cm}$ ;  $b = 65\text{cm}$ ;  $b_0 = 10\text{cm}$ ;  $d = 22\text{cm}$ .

$M_t = 24.043\text{ KN.m}$  ;  $M_a = 12.690\text{ KN.m}$ ;  $V = 25.770\text{ KN}$ .

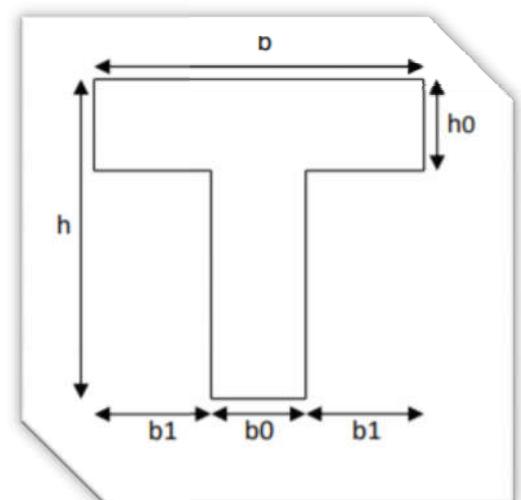


Figure IV.8

✓ Calcul à l'ELU :

❖ Les armatures longitudinales :

➤ **En Travée :**

Le moment fléchissant  $M_0$  équilibré par la table est :

$$M_{tu} = \sigma_b \times b \times h_o [d - (h_o/2)]$$

$$M_{tu} = 14.2 \times 65 \times 4 [22 - (4/2)] = 73.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu}$ , Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_{bu} = M_t / b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\mu_{bu} = [(24.043 \times 10^{-3}) / (0.65 \times 0.222 \times 14.2)] = 0.054$$

$\mu_{bu} = 0.054 < L_{\mu} = 0.392$  (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}) = 0.07$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.22 [1 - (0.4 \times 0.07)] = 0.214 \text{ m}$$

$$A_t = M_o / (Z \times f_{st}) = 24.043 \times 10^{-3} / (0.214 \times 348) = 3.228 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.23 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_e) \leq A_t$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times (2.1 / 400) = 1.73 \times 10^{-4} = 1.73 \text{ cm}^2 \leq A_t = 3.23 \text{ cm}^2 \Rightarrow \dots \text{ (c.v)}$$

**Pourcentage minimale : BAEL 91 (art B.6.4)**

$$A_m \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_m \geq 0.001 \times 65 \times 24 = 1.56 \text{ cm}^2$$

On choisit  $A = 2\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 3.08 + 1.13 = 4.21 \text{ cm}^2$

- **En appuis :**

La table de compression est tendue, Donc : le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $h \times b_0$ ).

$$M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 12.690 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tu} > M_a$$

$$\mu_{bu} = M_a / b_0 \times d^2 \times f_{bu} = 12.690 \times 10^{-3} / (0.1 \times 0.22^2 \times 14.2) = 0.185$$

$$\mu_{bu} = 0.185 < \mu_L = 0.392 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.185}) = 0.258$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.22 [1 - (0.4 \times 0.258)] = 0.197 \text{ m.}$$

$$A_t = M_a / (Z \times f_{st}) = 12.690 \times 10^{-3} / (0.197 \times 348) = 1.85 \times 10^{-4}$$

Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d (f_{t28} \times f_e) \leq A_t$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.10 \times 0.22 \times (2.1 / 400) = 0.266 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.266 \text{ cm}^2 \leq A_t = 1.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \dots \text{(c.v)}$$

**Pourcentage minimale : BAEL 91 (art B.6.4)**

$$A_m \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_m \geq 0.001 \times 10 \times 24 = 0.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } A = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}14 = 1.13 + 1.54 = 2.67 \text{ cm}^2$$

Plancher		M (kN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A	
						calculé cm <sup>2</sup>	A adopté C m <sup>2</sup>
terrasse inaccessible	Travée	24.043	0.054	0.07	0.214	3.228	2HA14 + 1HA12 =4.21cm <sup>2</sup>
	Appui intermédiaire	12.690	0.185	0.258	0.197	1.85	1HA10+1HA14 =2.67 cm <sup>2</sup>
d'étage	Travée	20.970	0.050	0.07	0.214	3	2HA14+1HA10= 3.87 cm <sup>2</sup>
	Appui intermédiaire	11.836	0.180	0.250	0.197	1.55	1HA10+1HA14=2.33

Tableau IV.7 : résultat de ferrailage.

• **Vérification à l'ELU :**

$$A_{min}=0.23 \times b \times d (f_{t28}/f_e) < A_t$$

Niveau		A' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	observation
Terrasse inaccessible	Travée	3.228	1.73	vérifié
	appui	1.85	0.266	vérifié
Etage courant	Travée	3	1.73	vérifié
	appui	1.55	0.266	vérifié

Tableau IV.8: vérification à l'ELU.

• **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)**

❖ **La contrainte tangente :**  $\tau_u = V_u / b_0 \times d$  BAEL91 (A.5.1,1)

$V_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

$b_0$  : Désigne de largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$V_u = 25.770 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 25.770 \times 10^{-3} / (0.1 \times 0.22) = 1.171 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3.25; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow V_u < \bar{\tau}_u \quad (\text{vérifié}).$$

- Diamètres minimales  $\Phi_t$ : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min(h_t/35; \phi_t; b_0/10).$$

$\phi_t$ : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min(240/35; \phi_t; 100/10) \Rightarrow \phi_t \leq (\min 6.86; \phi_t; 10).$$

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

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

- L'espacement des cadres  $S_t$ : BAEL91 (A.5.1, 22).

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min(0.9 \times 22, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min(19.8 \text{ cm}, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq A_t(0.8 \times f_e [\sin \alpha \times \cos \alpha]) / b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times K) \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2).}$$

$K=1$  flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha=90^\circ$  Flexion simple, armatures droites.

$$S_t \leq A_t(0.8 \times f_e) / b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28}) \Rightarrow 0.57(0.8 \times 400) / 10(1.171 - 0.3 \times 2.1) = 33.72 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 33.72 \text{ cm}$$

$$S_t \leq A_t \times f_e / 0.4 \times b_0 \Rightarrow S_t \leq 0.57 \times 400 / 0.4 \times 10 = 57 \text{ cm}$$

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

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

- **Vérification à l'effort tranchant:**

Vérification des armatures longitudinales ( $A_L$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ ):

- ❖ **l'appui intermédiaire :**

$$A_L \geq \gamma_s (V_u + M_u / 0.9 \times d) / f_e$$

$$A_L \geq 1.15 (25.770 \times 10^{-3} - 12.690 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.22) / 400 = -0.984 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$  (n'a pas d'influence sur les  $A_L$ )

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1,31).**

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times d \times f_{c28}$$

Au maximum  $a = 0.9 \times d = 0.9 \times 22 = 19.8 \text{ cm}$ .

$$T_u = 0.267 \times 19.8 \times 10 \times 100 \times 25 = 132165 \text{ N}$$

$$V_u = 25770 \text{ N} \leq T_u = 132165 \text{ N} \Rightarrow \dots (\text{c.v})$$

$$A \geq \gamma_s \times V_u / f_e$$

$$A_{ap} = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}14 = 2.67 \text{ cm}^2 = 267 \text{ mm}^2$$

$$A \geq 1.15 \times 25770 / 400 = 74.089 \text{ mm}^2$$

$$A = 267 \text{ mm}^2 \geq 74.089 \text{ mm}^2 \dots (\text{c.v})$$

• **Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424).**

$$1. \quad h / L \geq 1/22.5 \quad \Rightarrow 24/306 = 0.08 \geq 0.04 \quad \dots (\text{c.v})$$

$$2. \quad h / L \geq M_t / 10 \times M_0 \Rightarrow 0.08 \geq 0.045 \quad \dots (\text{c.v})$$

$$3. \quad A / (b_0 \times d) \leq 3.6 / f_e \Rightarrow 2.67 / 65 \times 22 = 0.0018 \leq 0.009 \dots (\text{c.v})$$

Donc : il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

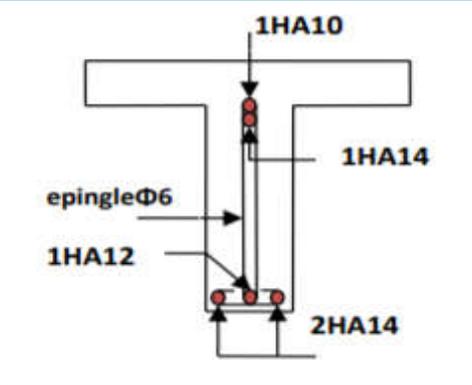
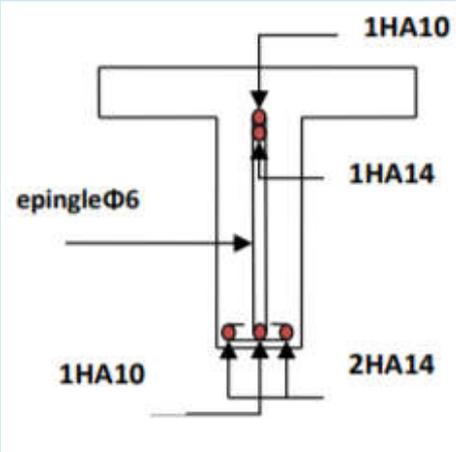
<p><i>plancher</i></p>	<p><i>Schéma de ferrailage des poutrelles :</i></p>
<p><i>Terrasse :</i></p>	
<p><i>Etage courant :</i></p>	

Tableau IV.9 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

**IV.2.1.5 .Ferrailage de la dalle de compression :**

Le ferrailage de la dalle de compression sera ferrillé les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treille soudée (BEAL 91 B.6.8.4).

-Les conditions suivantes doivent être respectés :

-les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68.BAEL91) comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures

Soit, (A) : la section des armatures perpendiculaires aux nervures. (A en : cm<sup>2</sup> pour mètre de nervures).

$$\text{Avec : } A_{\perp} = 4 \times b / f_e$$

Avec : L<sub>1</sub> : distance entre l'axe des poutrelles (L<sub>1</sub>=65 cm).

A<sub>1</sub> : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A<sub>2</sub> : diamètre parallèle aux poutrelles.

$$A_2 = A_1 / 2 ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_1 = 4 \times 65 / 400 = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$$

$$A_2 = A_1 / 2 = 1.41 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

Soit : 5T6  $\Rightarrow$  A<sub>1</sub>=1.41 cm<sup>2</sup> et S<sub>t</sub>=20 cm.

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

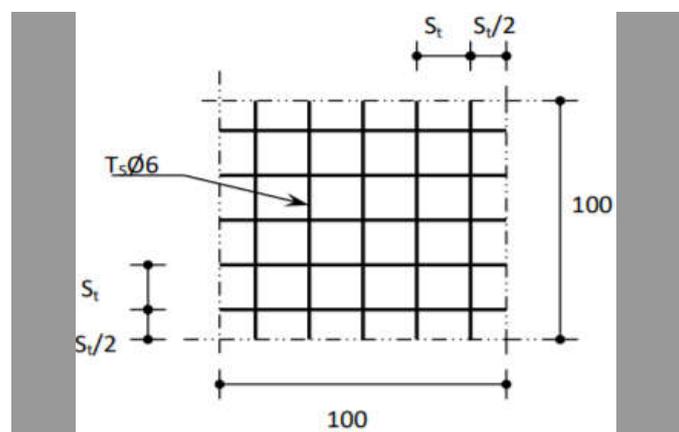


Figure IV.9: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

 **IV.3. calcul du balcon:**

- **IV.3.1.Introduction :**

Le balcon est assimilé d'une dalle console uniformément chargé encastrée au niveau de la poutre, le béton sera réalisé en dalle pleine de 14 cm d'épaisseur, soumise à son poids propre (G) , à une charge d'exploitation (Q) ,et à une charge concentrée a son extrémité libre due à la maçonnerie du garde-corps (P) .

- **IV.3.2.Evaluation des charges :**

**\*type(1) :****❖ Etage courant :**

- La charge permanente totale :  $G = 6.48 \text{ KN/m}^2$  .
- La charge exploitation des balcon :  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$  .....DTR B.C.2.2
- Poids de mur  $P = 1.8 \text{ KN}$ .

- La hauteur du mur :  $h = 1.20\text{m}$

On prend une bande de 1 m.

$$P = 1500 \times 1.20 \times 1\text{m} = 1800 \text{ N}$$

**\*type(2) :****❖ Terrasse :**

La charge permanente totale :  $G = 3.99 \text{ KN/m}^2$ .

La charge exploitation des balcon :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$  .....DTR B.C.2.2

Poids de mur  $P = 1.869 \text{ N}$

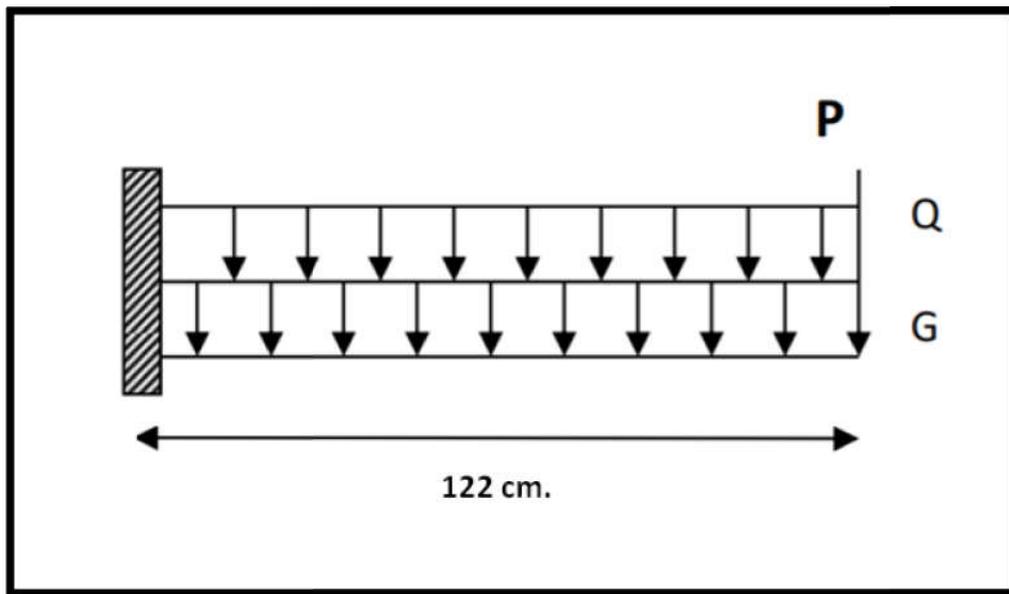


Figure IV.10. : Schéma statique de balcon.

- **IV.3.3. Calcul des sollicitations :**

**Etage courant :**

$$M_G = G \times L^2 / 2 = 6.48 \times 1.22^2 / 2 = 4.82 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = q \times L^2 / 2 = 3.5 \times 1.22^2 / 2 = 2.60 \text{ KN.m}$$

$$M_P = P \times L = 1.8 \times 1.22 = 2.20 \text{ KN.m}$$

$$T_G = G \times L = 6.48 \times 1.22 = 7.91 \text{ KN}$$

$$T_Q = Q \times L = 3.5 \times 1.22 = 4.27 \text{ KN}$$

$$T_P = P = 1.8 \text{ KN}$$

**Terrasse :**

$$M_G = G \times L^2 / 2 = 3.99 \times 1.22^2 / 2 = 2.97 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = q \times L^2 / 2 = 1 \times 1.22^2 / 2 = 0.74 \text{ KN.m}$$

$$M_P = P \times L = 1.869 \times 1.22 = 2.28 \text{ KN.m}$$

$$T_G = G \times L = 3.99 \times 1.22 = 4.87 \text{ KN}$$

$$T_Q = Q \times L = 1 \times 1.22 = 1.22 \text{ KN}$$

$$T_P = P = 1.869 \text{ KN}$$

▪ Les combinaisons d'action :

**E.L.U :**

$$M_u = 1.35 (M_G + M_P) + 1.5 M_Q$$

$$T_u = 1.35 (T_G + T_P) + 1.5 T_Q$$

**E.L.S :**

$$M_{ser} = M_G \times M_Q \times M_P$$

		Étage courant	Terrasse
<b>E.L.U</b>	$M_u (KN.m)$	13.38	8.20
	$T_u (KN)$	19.51	10.93
<b>E.L.S</b>	$M_{ser} (KN.m)$	9.62	5.99

• **IV.3.4. Calcul du Ferrailage :**

Le calcul peut se faire pour une bande de 1m de largeur

✓ **Armatures Longitudinales :**

❖ **Terrasse :**

✓ **E.L.U :**

On prend :  $C = 3 \text{ cm}$  ;  $d = h - C = 14 - 3 = 11 \text{ cm}$ .

$$\mu = M_u / \sigma_b \times b \times d^2 = 8.20 \times 10^3 / 14.2 \times 100 \times (11)^2 = 0.048 < \mu_L = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée)

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.048}) = 0.061$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.11 [1 - (0.4 \times 0.061)] = 0.107$$

$$A_t = M_u / (Z \times f_{st}) = 12.690 \times 10^{-3} / (0.197 \times 348) = 8.20 \times 10^3 / 0.107 \times 348 = 2.202 \text{ cm}^2.$$

- ✓ Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1).

$$A_{min}=0.23 \times b_0 \times d \times (f_{t28}/f_e) \leq A_t$$

$$A_{min}=0.23 \times 100 \times 11 \times (2.1/400)=1.33 \text{ cm}^2 \leq 2.202 \text{ cm}^2 \Rightarrow \dots \text{ (cv)}$$

- ✓ Choix des barres :

$$4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

- ✓ Les armatures de répartition :

$$A_r=A_s/4 = 3.14/4 = 0.79 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_r=4HA6=1.13 \text{ cm}^2. \text{ mL}$$

- ✓ Calcul de l'espacement :

Sensé x-x :  $S_t < \min(3e \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = \min(33 \text{ cm}, 33 \text{ cm})=33\text{cm}$ , on adoptée  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

Sensé y-y :  $S_t < \min(4e \text{ cm}, 45 \text{ cm}) = \min(44 \text{ cm}, 45 \text{ cm})=44\text{cm}$ , on adoptée  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- ✓ Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1).

La contrainte tangente :  $\tau_u = V_u / b_0 \times d$  (BAEL91 (A.5.1,1))

$V_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

$b_0$  : désigne de largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$V_u = 19.51 \text{ (KN)}.$$

$$\tau_u = 19.5 \times 10^3 / 1000 \times 110 = 0.18 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min(0.15 f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa})=2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \dots \text{ (cv)}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Le résultat des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Position de l'axe neutre :

$$(b \times y^2 / 2) - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$(100 \times y^2 / 2) - 15 \times 3.14 (11 - y) = 0$$

$$y = 7.29 \text{ cm.}$$

$$I = (b \times y^3 / 3) + 15 \times A_s (d - y)^2 = (0.0729^3 / 3) + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} (0.11 - 0.0729)^2 = 1.4 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) y = (9.62 \times 10^{-3} / 1.4 \times 10^{-4}) \times 0.0729 = 5.01 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- \dots \text{C'est vérifié}$$

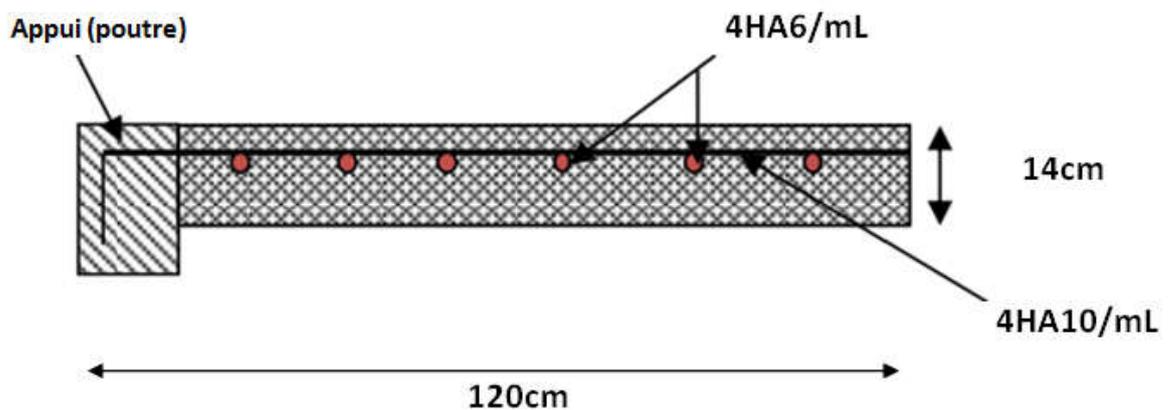


Figure IV.11 : schéma de ferrailage du balcon.

#### IV.4. calcul des escaliers :

##### ✓ IV.4.1. Charges et surcharges :

$$G_{\text{paillasse}} = 7.43 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{palier}} = 4.40 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

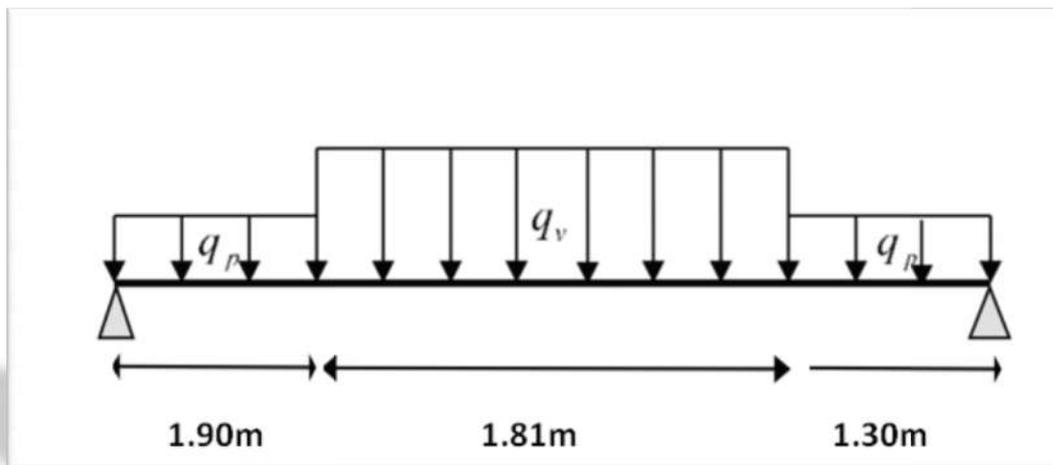


Figure IV.12: Schéma statique avec chargement.

##### ✓ IV.4.2. Combinaison du charge :

###### ❖ 2.1. L'ELU :

$$q_{\text{paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (7.43) + 1.5 (2.5) = 13.78 \text{ KN/mL}$$

$$q_{\text{palier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (4.40) + 1.5 (2.5) = 9.69 \text{ KN/mL}$$

➤ **La charge équivalente :**

$$q_{eq} = \sum q_i l_i / \sum l_i = [(13.78 \times 1.81) + (9.69 \times 1.30) + (9.69 \times 1.90)] / [1.81 + 1.90 + 1.30] = 11.17 \text{ KN/mL}$$

❖ **2.2. Moments et efforts tranchants :**

➤ **Le moment isostatique :**

$$M_0 = q_{eq} \times L^2 / 8 = 11.17 \times 5.01^2 / 8 = 35.05 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 35.05 = 29.79 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur appuis :**

$$M_a = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 35.05 = 10.52 \text{ KN.m}$$

❖ **2.3. ELS :**

$$q_{paillasse} = G + Q = 7.43 + 2.5 = 9.93 \text{ KN/mL}$$

$$q_{palier} = G + Q = 4.40 + 2.5 = 6.46 \text{ KN/mL}$$

➤ **La charge équivalente :**

$$q_{eq} = \sum q_i l_i / \sum l_i = [(9.93 \times 1.81) + (6.46 \times 1.30) + (6.46 \times 1.90)] / [1.81 + 1.90 + 1.30] = 7.71 \text{ KN/mL}$$

❖ **Moments et efforts tranchants :**

➤ **Le moment isostatique :**

$$M_0 = q_{eq} \times L^2 / 8 = 7.71 \times 5.01^2 / 8 = 24.19 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur travée :**

$$M_t^s = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 24.19 = 20.56 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur appuis :**

$$M_a^s = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 24.19 = 7.26 \text{ KN.m}$$

✓ **IV.4.3. Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$$M_t = 29.79 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 10.52 \text{ KN.m}$$

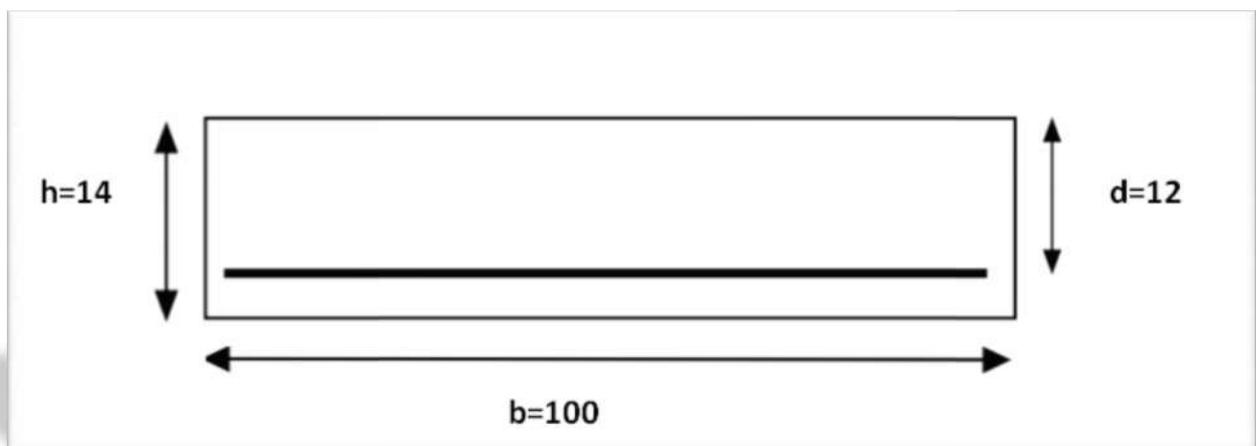


Figure IV.13: Section à ferrailer.

\*En travée ;

$$\mu_{bu} = M_t / b \times d^2 \times f_{bu} = 29.79 \times 10^{-3} / 1 \times 0.122 \times 14.2 = 0.15$$

$\mu_{bu} = 0.15 < \mu_L = 0.392$  (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.15}) = 0.2$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.12 [1 - (0.4 \times 0.2)] = 0.11 \text{ m}$$

$$A_t = M_t / (Z \times f_{st}) = 29.79 \times 10^{-3} / 0.11 \times 348 = 7.78 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.78 \text{ cm}^2$$

\*En appuis ;

$$\mu_{bu} = M_t / b \times d^2 \times f_{bu} = 10.52 \times 10^{-3} / 1 \times 0.12^2 \times 14.2 = 0.051$$

$\mu_{bu} = 0.051 < \mu_L = 0.392$  (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}) = 0.065$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.12 [1 - (0.4 \times 0.065)] = 0.117 \text{ m}$$

$$A_t = M_t / (Z \times f_{st}) = 10.52 \times 10^{-3} / 0.117 \times 348 = 2.58 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.58 \text{ cm}^2$$

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A(cm <sup>2</sup> /mL)	A Adopté (cm <sup>2</sup> /mL)
En travée :	29.79	0.15	0.2	0.11	7.78	6HA14= 9.24cm <sup>2</sup>
En appuis :	10.52	0.051	0.065	0.117	2.58	3HA12= 3.39 cm <sup>2</sup>

Tableaux IV.10: Résumé des résultats de ferrailage.

❖ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Conditions de non fragilité : BAEI 91 (art A.4.2,1).**

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times (f_{t28} / f_e) = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times (2.1 / 400) = 1.45 \text{ m}^2 = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}=0.23 \times b_0 \times d \times (f_{t28}/f_e)=1.45 \text{ cm}^2 < A_t=7.78 \text{ cm}^2 \dots\dots (cv)$$

➤ **Pourcentage minimale : BAEL 91 (art B.6.4).**

$$A_m \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 14 = 1.4 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1).**

-La contrainte tangente :  $\tau_u = V_u / b_0 \times d$  (BAEL91 (A.5.1, 1))

$V_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

$b_0$  : désigne de largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$V_u = (q_u \times L) / 2 = (11.17 \times 5.01) / 2 = 27.98 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 27.98 \times 10^3 / 1 \times 0.12 = 0.23 \text{ MPa}$$

-La fissuration est peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \dots (cv)$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > [V_u + (M_u / 0.9 \times d) \times (\gamma_s / f_e)] = [27.98 \times 10^3 - (29.79 \times 10^3 / 0.9 \times 0.12) \times (1.15 / 400)] = 0.027 \text{ m}$$

❖ **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 9.24 / 4 = 2.31 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

$$\text{Soit : } A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

❖ **Espacement des barres :**

Armatures principales:  $St < \min(3e \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = \min(42 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ , on adopte  $St = 16 \text{ cm}$ .

Armatures de répartition:  $St < \min(4e \text{ cm}, 45 \text{ cm}) = \min(46 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ , on adopte  $St = 20 \text{ cm}$ .

❖ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

**1. Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa} \quad , \text{ avec : } 1.5 = \psi \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9 \times d \times \sum U_i$$

$\sum U_i$ : Somme des périmètres des barres =  $\phi \times n \times \pi$

$$\sum U_i = \phi \times n \times \pi = 6 \times 1.4 \times 3.14 = 26.38 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9 \times d \times \sum U_i \quad ; V_{ser} = (8.45 \times 5.01) / 2 = 21.17 \text{ KN.}$$

$$\tau_{ser} = 21.17 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 26.38 \times 10^{-2}) = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \quad \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

**2. Vérification de l'état limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times Y / I \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = (20.56 \times 10^{-3} \times 0.014) / 1.57 \times 10^{-4}$$

$$\sigma_{bc} = 1.83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Le résultat des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**-Position de l'axe neutre :**

$$(b \times y^2 / 2) - 15 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow (100 \times y^2 / 2) - 15 \times 9.24 (12 - y) = 0 \Rightarrow Y = 1.4 \text{ cm}$$

$$I = (b \times y^3 / 3) + 15 \times A_s (d - y)^2$$

$$I = (100 \times 1.4^3 / 3) + 15 \times 9.24 (12 - 1.4)^2 = 1.57 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

	M (KN.m)	Y (m)	I (m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Remarque
Travée	20.56	0.014	$15.7 \times 10^{-5}$	1.83	15	vérifiée
Appui	7.26	0.0051	$6.718 \times 10^{-5}$	0.55	15	vérifiée

Tableaux IV.11: Vérification de l'état limite de compression du béton.

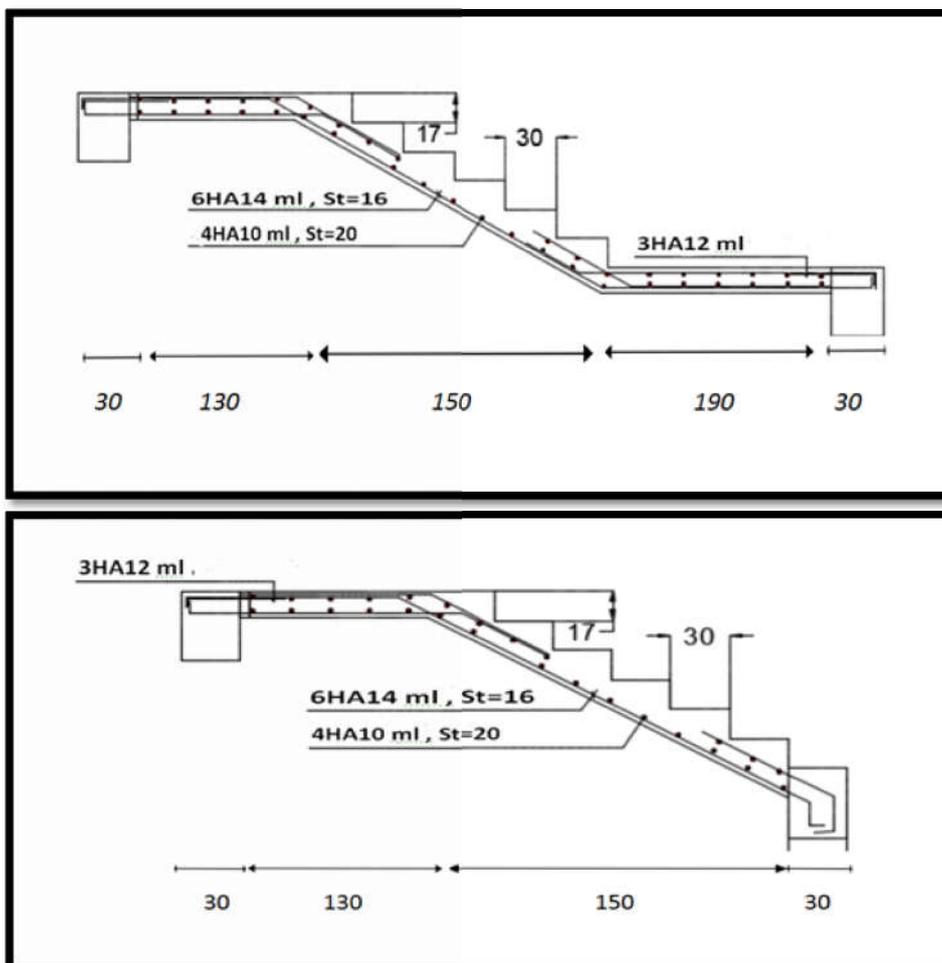


Figure IV.14: Schéma de ferrailage d'ESCALIER.

### IV.5.calcul de poutre palière :

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis sont située à gauche d'une section.

#### ➤ IV.5.1. Pré dimensionnement :

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20cm$$

$$h \geq 30cm \quad \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$1/4 \leq h/b \leq 4$$

#### ➤ IV.5.2.Les charges sur la poutre :

$G_0$ =Poids propre de la poutre.

$$G_0=0.3 \times 0.4 \times 25 \times 1.3 = 3.90 \text{ KN}$$

**Poids propre de mur :**

$$p_{mur} = G_{mur} \times (3.06 - 1.02) \times 1.3 = 1.869 \times 2.04 \times 1.3 = 4.957 \text{ KN}$$

**La charge transmise par l'escalier :**

C'est la réaction d'appui

$$\underline{\text{ELU}} : R = p \times L / 2 = 11.17 \times 5.01 / 2 = 27.98 \text{ KN.}$$

$$\underline{\text{ELS}} : R = p \times L / 2 = 7.71 \times 5.01 / 2 = 19.31 \text{ KN.}$$

Les sollicitations :

$$*P_u = 1.35 (G_0 + p_{mur}) + R_u$$

$$P_u = 1.35 (G_0 + p_{mur}) + R = 1.35(3.90 + 4.957) + 27.98 = 39.94 \text{ KN/m.}$$

$$*P_s = G_0 + p_{mur} + R_s$$

$$P_s = 3.90 + 4.957 + 19.31 = 28.17 \text{ KN/m.}$$

$$*M_u = (P_u \times L^2) / 2$$

$$M_u = (39.94 \times 1.3^2) / 2 = 33.75 \text{ KN.}$$

$$*M_s = (P_s \times L^2) / 2$$

$$M_s = (28.17 \times 1.3^2) / 2 = 23.80 \text{ KN.}$$

$$*V = P \times L.$$

$$V = 39.94 \times 1.3 = 51.92 \text{ KN.}$$

#### ➤ IV.5.3. Calcul d'armature :

La section : (30x40) cm<sup>2</sup>

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm} \Rightarrow d = 36 \text{ cm.}$$

$$\mu_{bu} = M_t / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 33.75 \times 10^{-3} / (0.3 \times 0.36 \times 14.2) = 0.022$$

$$\mu_{bu} < \mu_t = 0.392 \Rightarrow (\text{Pas d'armatures comprimée}).$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = 0.028$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.36[1 - (0.4 \times 0.028)] = 0.356 \text{ m}$$

$$A_t = M_t / (Z \times f_{st}) = 33.75 \times 10^{-3} / (0.356 \times 348) = 2.72 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.72 \text{ cm}^2$$

- IV.5.4.Vérification de la condition de non fragilité : BAEI (A.4.2,1).

$$A_{min}=0.23 \times b_0 \times d \times (f_{t28}/f_c) = 0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times (2.1 / 400) = 1.3 \times 10^{-4} = 1.3 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow (cv)$$

- IV.5.5.Choix des barres :

$$3HA 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

- IV.5.6.Les armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 3.39 / 4 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_r = 0.85 \text{ cm}^2 = 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

- IV.5.7.Vérification de l'effort tranchant : BAEI91 (art A.5.1).

-La contrainte tangente :  $\tau_u = V_u / b_0 \times d$  (BAEI91 (A.5.1,1))

$V_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

$b_0$  : désigne de largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$V_u = 51.92 \text{ (KN)}.$$

$$\tau_u = 51.92 \times 10^{-3} / 0.3 \times 0.36 = 0.48 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{ct28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots (cv)$

- Diamètres minimales  $\phi_t$ : BAEI91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min (h_i / 35 ; \phi_t ; b_0 / 10).$$

$\phi_t$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min (240 / 35 ; 12 ; 100 / 10) \Rightarrow \phi_t \leq \min (6.86 ; 12 ; 10).$$

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

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

➤ **IV.5.8.L'espaceur :**

$$S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow \min (0.9 \times 36, 40\text{cm}) \Rightarrow \min (32.4, 40\text{cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 32.4\text{cm}$$

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

➤ **IV.5.9.Vérification de l'état limite de compression de béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times Y / I \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Position de l'axe neutre :

$$(b \times y^2 / 2) - 15 A_s (d - y) = 0 \quad \Rightarrow \quad (30 \times y^2 / 2) - 15 \times 2.72 (36 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.41\text{cm}$$

$$I = (b \times y^3 / 3) + 15 \times A_s (d - y)^2$$

$$(30 \times 0.41^3 / 3) + 15 \times 2.72 (36 - 0.41)^2 = 5.17 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times Y / I = 23.80 \times 10^{-3} \times 0.41 / 5.17 \times 10^4 = 1.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots (Cv)$$

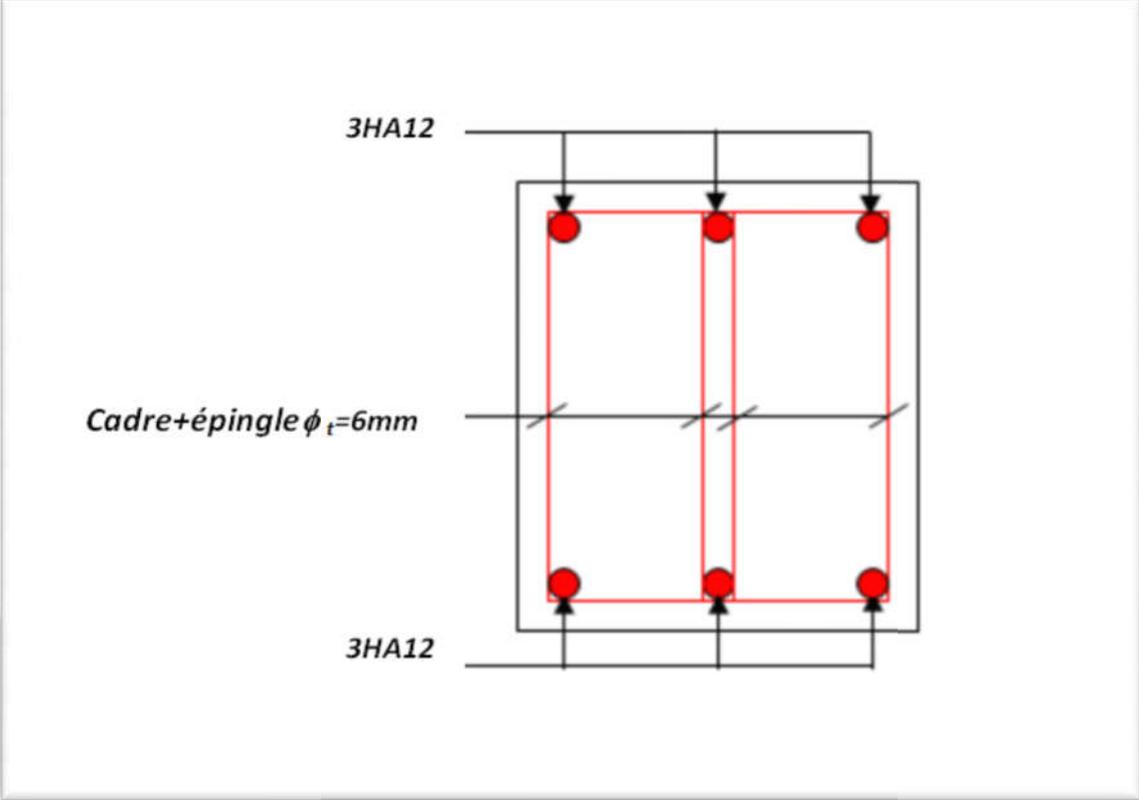


Figure IV.15: Schéma de ferrailage de poutre palière.

***Chapitre V***  
***Etude dynamique***

---

---

---

## Etude dynamique

### V.1.Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous Forme d'onde, qui à leur tour, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de Déformation.

En présence du phénomène sismique, le bâtiment sera considéré comme un Système à plusieurs degrés de liberté.

Etant donné que notre structure est implantée à Alger, zone III selon le classement du RPA99/version2003, l'étude au séisme s'avère un passage obligatoire. A cause de l'énormité Des pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action Dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité Absolue du point de vue socio-économique. La détermination d'un modèle qui répond aux Exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

### 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 ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier Suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### V.3.Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes : (RPA99/version2003).

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par Accélérogrammes.

▪ **V.3.1. Méthode statique équivalente :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

**Principe:**

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

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

**Domaine d'application:**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2 RPA 99.version 2003 p25).

✓ **V.3.1.1. Calcul de la force sismique totale :** RPA99 (Article 4.2.3) p25.

**La force sismique V :** appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = (A \times D \times Q / R) W.$$

- **A : Coefficient d'accélération de la zone.** RPA99 (Tableau 4.1) p26
  - La ville de : Alger
  - Zone fort sismique : zone III  $\Rightarrow A = 0.25$
  - Groupe d'usage : groupe 2

- **R : Coefficient de comportement global de la structure.** il est fonction du système de contreventement. RPA99 (Tableau 4.3) p28

Dans le cas des projets, on adopte un système Mixte portiques/voiles avec interaction. Donc : R=5

- **Q : Facteur de qualité.**

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q=1+\sum_1^6 P_q$  RPA99 (Formule 4.4) p29.

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non »

Les valeurs à retenir sont dans le : RPA99 (Tableau 4.4)p30.

Donc : Q=1.2

- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen :**

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

correction d'amortissement ( $\eta$ ).

On comprendra aisément qu'il devrait y en avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la

structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

RPA99 (Formule 4-2) p26.

T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. RPA 99 (Tableau 4.7) p34

Le site est considéré comme sole meuble  $\sigma_{sol} = 1.7$

la classification des sites RPA 99 (Tableau3-2) p15.

on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S3, donc on aura :

$$\Rightarrow *T_1 = 0.15s$$

$$*T_2 = 0.50s$$

✓ **V.3.1.2. Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7. \quad \text{RPA99 (Formule 4.3) p 34.}$$

Où  $\zeta(\%)$  : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. RPA 99 (Tableau 4.2) p26.

On prend :  $\zeta = 7\%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0.88 > 0.7$$

$$T_c = C_T \times h_n^{3/4}$$

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 3.06m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée

Par : RPA 99 (Tableau 4.6) p 31.

Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie

Donc :  $C_T=0.050$

$$T = 0.050 \times (30.6)^{3/4} = 0.66 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,x} = 0.09 \times h_n / \sqrt{L_{x,y}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7) p 31}$$

$L$  : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 22.80 \text{ m}, \quad L_y = 14.50 \text{ m}.$$

$$\Rightarrow *T_x = 0.54 \text{ s}$$

$$*T_y = 0.74 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = 0.54 \text{ s} > T_2 = 0.50 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T_y; T) = 0.74 \text{ s} > T_2 = 0.50 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad ; T_2 < T < 3.0 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.88 (0.5 / 0.54)^{2/3} = 1.90$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.88 (0.5 / 0.74)^{2/3} = 1.50$$

- $W$  : Poids total de la structure :

La valeur de  $W$  comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{G_i} + \beta \times W_{Q_i} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5) p 30.}$$

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$ : Charges d'exploitation.

$\beta$ : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par : RPA99 (Tableau 4.5) p 30.

Le projet à usage d'habitation donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.20$

$W = 26361.676 \text{ KN}$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = (A \times D \times Q / R) W.$$

$$*V_x = (0.25 \times 1.9 \times 1.2 / 5) 26361.676 = 3005.23 \text{ KN.}$$

$$*V_y = (0.25 \times 1.5 \times 1.2 / 5) 26361.676 = 2372.55 \text{ KN.}$$

#### ▪ **V.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale:**

##### **Principe:**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel de calcul de Structure (Robot), par ailleurs ce calcul a été complète par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du chapitre 04 du règle RPA99 v2003.

##### **Demain d'application:**

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas ou méthodes statique équivalente est inapplicable.

#### ▪ **V.3.3. Méthode d'analyse dynamique par Accélérogrammes :**

**Principe:**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des Accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

** V.4. Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):****▪ V.4.1. Présentation du logiciel de calcul :**

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel **ROBOT Structural**

**➤ Analyses Professional :**

Le système Robot est un logiciel **CAO/DAO** destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

**➤ Description de logiciel ROBOT :**

- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (**barre**) à (**02 nœuds**), (Chaque nœud ayant (**06 degré de liberté**)).
- Les Plancher sont considérés rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (**dalle**) à (**04 nœuds**).
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.

➤ *buts de l'analyse dynamique:*

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.

**ROBOT** considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées Concentrées au niveau de chaque plancher.

- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges d'exploitation  $Q...$  ( $\beta = 0,2$ ) tab.4.5.RPA99-v2003.

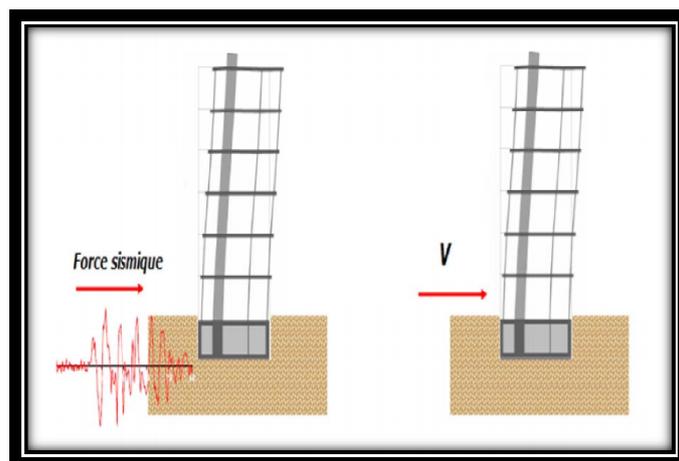


Figure V.1 : Simulation de la force sismique.

▪ **V.4.2. Spectre de réponse de calcul :**

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans l'article. 4.3.3 du RPA 99 / version 2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

**A** : coefficient d'accélération de zone (**A = 0,25**)

**η** : Facteur de correction d'amortissement.

$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} = 0.8 > 0.7$  où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure .

Donc :  $\eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.88 > 0.7$

**Q** : facteur de qualité, il est déterminé par la forme :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

**Q=1.20**

▪ **V.4.3. Nombre de modes à considérer :**

RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a).

Préconise de prendre en considération ce qui Suit:

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux Directions l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au Moins de la masse totale de la structure.

- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la Structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, les nombres minimal de modes **K** à Retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ s.}$$

Ou : **N** est le nombre de niveaux au dessus du sol et **T** la période du mode **K**.

▪ **V.4.4 .Analyse de la structure :**

- ✓ **V.4.4 .1.Premier variant : étude d'un bâtiment son voiles :**

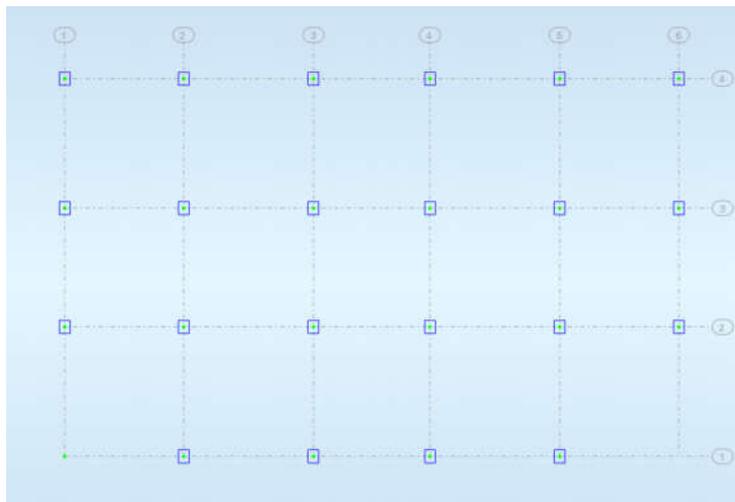


Figure V.2: vu à la plane des fondations.

- ✓ **V.4.4.2. Résultat de l'analyse dynamique par ROBOT :**

Variante initiale :

La structure initiale est présentée dans la figure suivante:(la position des voiles).

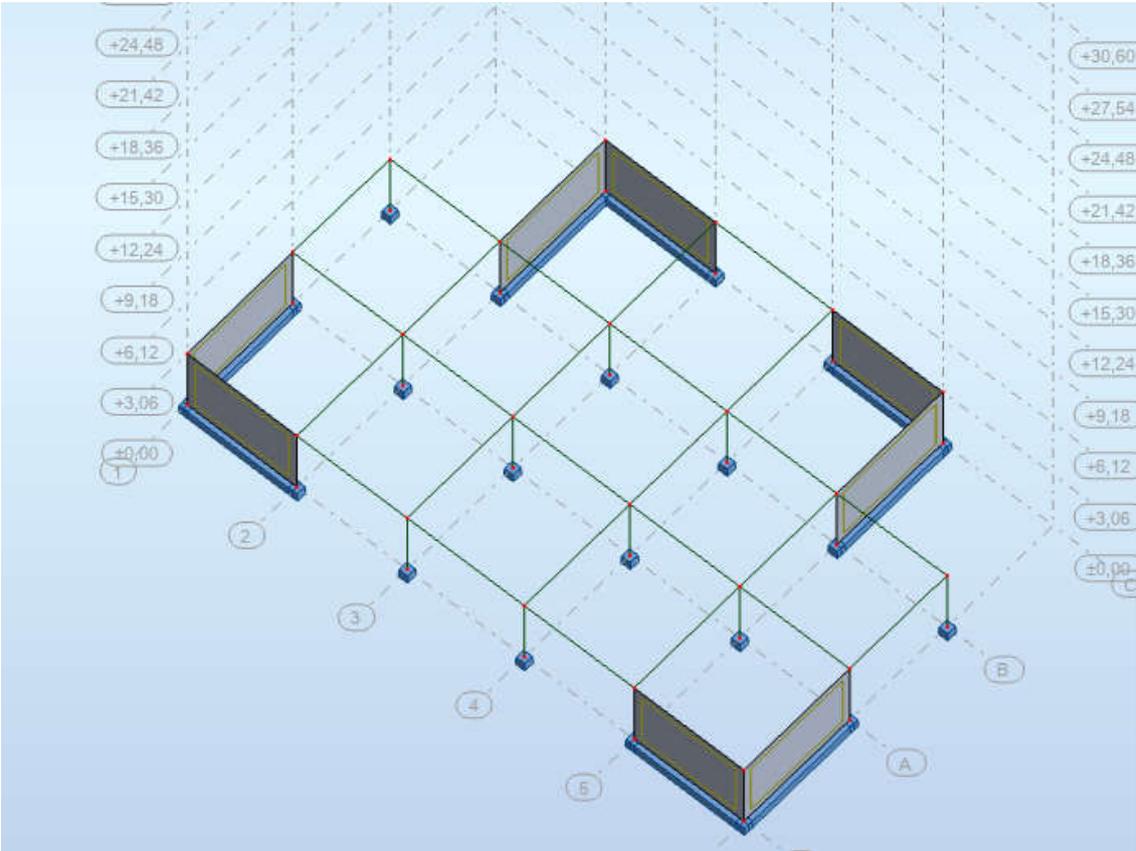


Figure V.3: la disposition des voiles à RDC et étages de la structure.

Les résultats obtenus de la structure initiale sont récapitulés dans le tableau suivant :

Mod e	Fréquenc e	Période		Masse Modal e UX[%]	Masse Modal e UY [%]	Masses Cumulée s UX [%]	Masses Cumulée s UY [%]
1	1.42	0,72		72,08	0,00	77,10	0,00
2	1.88	0,32		0,01	77,33	72,10	73,63
3	2.31	0,35		0,00	0,01	74,10	72,33
4	6.11	0,12		1355	0,02	85,77	72,23
5	6.32	0,12	0,0	12,6	83,7	84,65	
			1	6	2		
6	9,33	0,10	0,0	0,01	86,7	87,35	
			0		0		
7	10,16	0,08	0,0	0,02	85,6	87,25	
			2		5		
8	11,03	0,09	0,0	4,86	87,7	93,21	
			0		3		
9	12,12	0,08	1,2	0,00	88,9	93,21	
			5		7		
10	13,41	0,07	4,7	0,00	93,6	93,21	
			1		9		

V.1. Tableau : Les résultats obtenus de la structure initiale sont récapitulés.

Pour les trois premiers modes fondamentaux, il y a un couplage entre les degrés de liberté de Translation ( $U_x$ ,  $U_y$ ), ce qui a engendré des efforts supplémentaires dus à la torsion dans les éléments résistants.

Pour cela on propose une autre disposition des voiles pour essayer de rapprocher le Centre détorsion au centre de gravité.

La variante proposée est présentée dans la figure suivante:

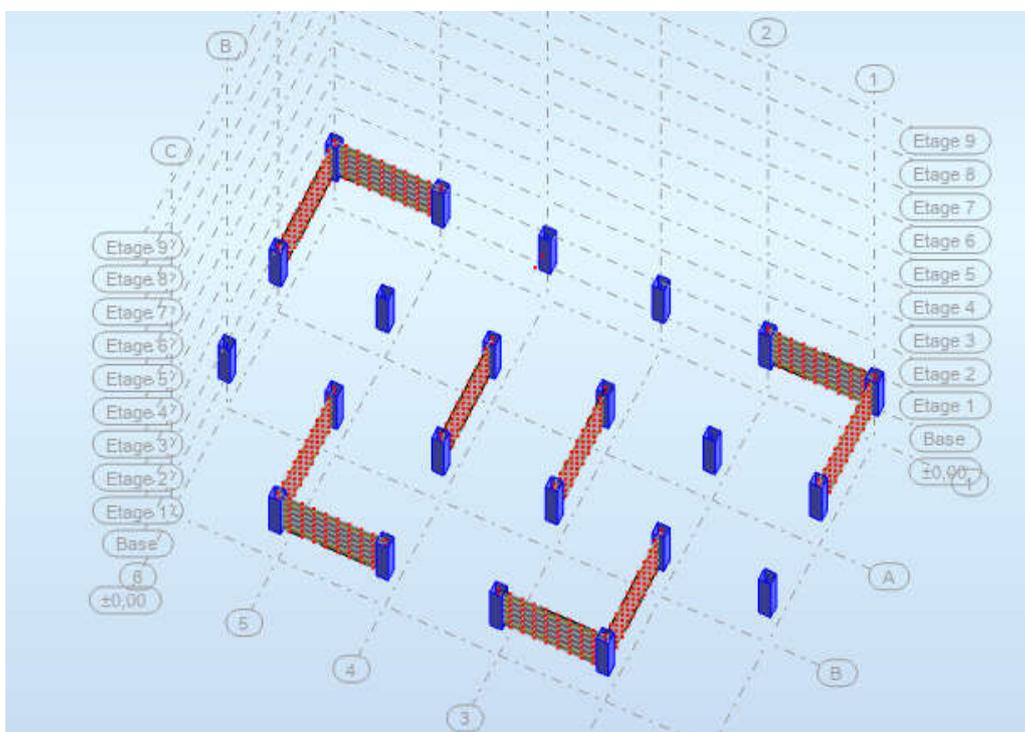


Figure V.4: Disposition des voiles à RDC et étages de la structure.

➤ **Centre de masse et centre de torsion :** (par logicielle ROBOT)

Etage	Position du centre de masse		Position du centre de torsion		Excentricité	
	$X_G$	$Y_G$	$X_{CR}$	$Y_{CR}$	$e_x$	$e_y$

RDC	11	4.07	11	3.90	0,0	0,17
1	11	4.07	11	3.90	0,00	0,17
2	11	4.07	11	3.90	0,00	0,17
3	11	4.07	11	3.90	0,00	0,17
4	11	4.07	11	3.90	0,00	0,17
5	11	4.07	11	3.90	0,00	0,17
6	11	4.07	11	3.90	0,00	0,17
7	11	4.21	11	3.90	0,00	0,31
8	11	4.21	11	3.90	0,00	0,31
9	11	4.23	11	3.90	0,00	0,32

V.2.Tableau : Centre de masse et centre de torsion.

**Etage :**

$e_x = 5\% L_x$  ;  $e_y = 5\% L_y$

➤ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion.

Etage	$L_x$	$L_y$	$e_x$	$e_y$
RDC	22,00	10,80	1,10	0,54
1	22,00	10,80	1,10	0,54
2	22,00	10,80	1,10	0,54
3	22,00	10,80	1,10	0,54
4	22,00	10,80	1,10	0,54
5	22,00	10,80	1,10	0,54
6	22,00	10,80	1,10	0,54
7	22,00	10,80	1,10	0,54
8	22,00	10,80	1,10	0,54

9                    22,00                    10,80                    1,10                    0,54

V.3.Tableau : la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion.

Mode	Fréquence	Période	Masse Modale UX[%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1,67	0,60	73,10	0,00	73,10	0,00
2	1,90	0,53	0,00	74,63	73,10	74,63
3	2,71	0,37	0,01	0,00	73,10	74,63
4	6,18	0,16	14,60	0,00	87,71	74,63
5	6,37	0,16	0,00	13,71	87,71	88,35
6	9,45	0,11	0,02	0,00	87,72	88,35
7	10,19	0,10	0,00	0,00	87,73	88,35
8	11,17	0,09	0,00	4,86	87,73	93,21
9	12,24	0,08	1,25	0,00	88,97	93,21
10	13,51	0,07	4,71	0,00	93,69	93,21

V.4.Tableau : les périodes et les factures de participation massique modale.

➤ **Calcul du poids de la structure a chaque niveau :**

D'après le RPA99 :  $W_i = W G_i + \beta W Q_i$

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (RPA99VER2003)  $\beta = 0,20$ .

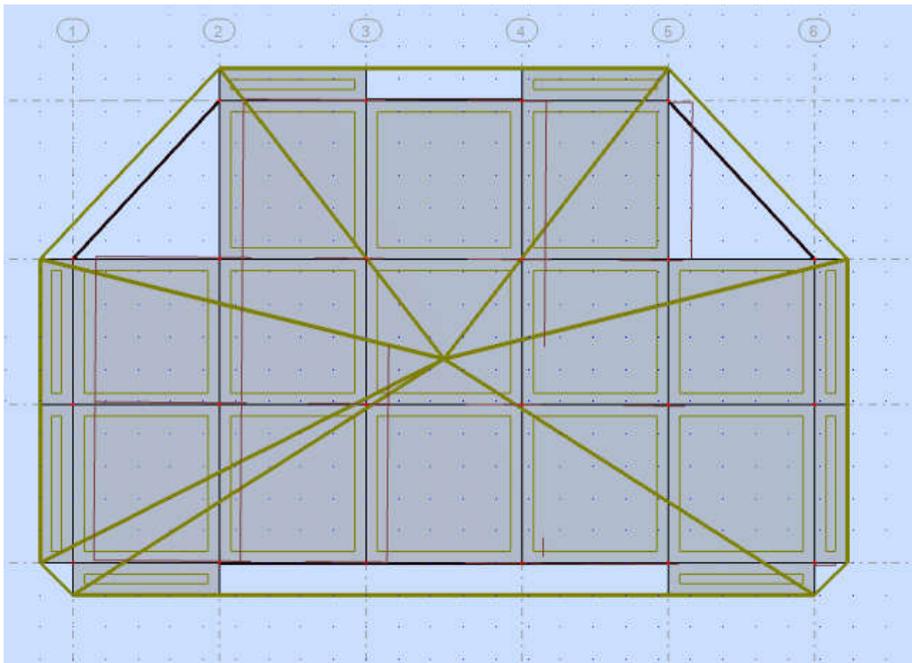


Figure V.5 : Translation selon X. (Mode1)

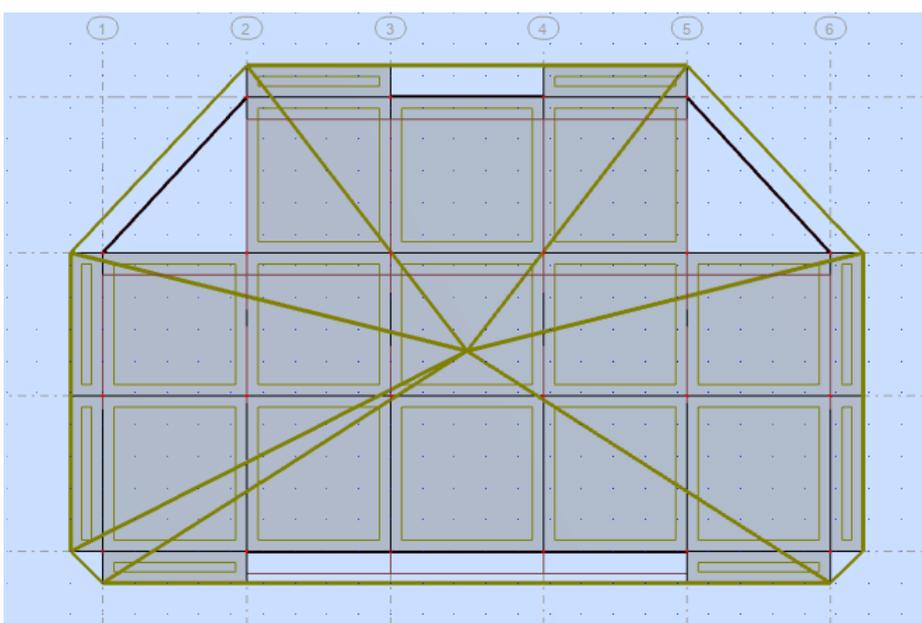


Figure V.6 : Translation selon Y. (Mode2)

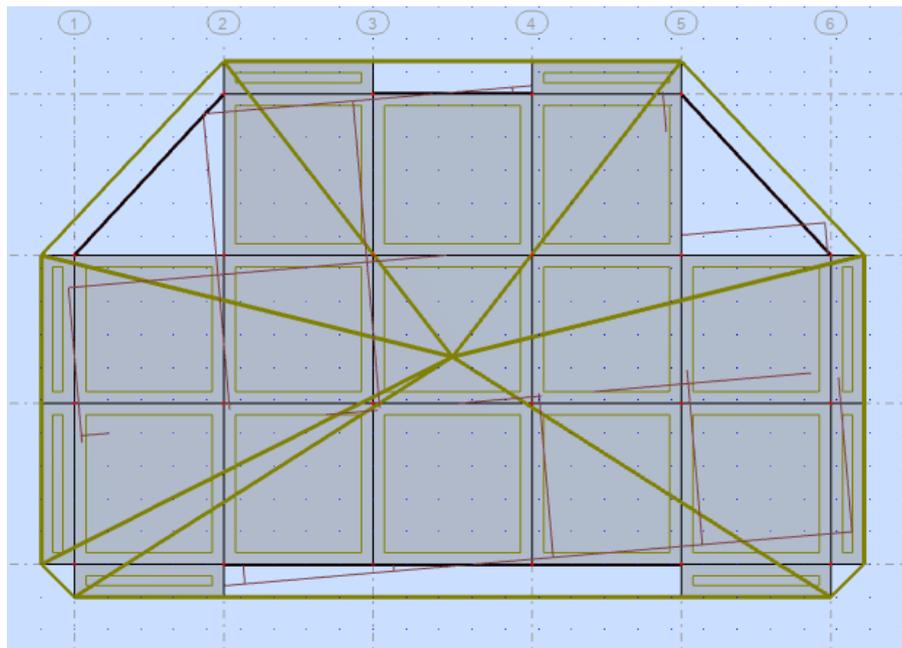


Figure V.7 : torsion selon Z. (Mode 3)

➤ **Distribution horizontale des forces sismiques:**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

**-Sens longitudinal :**

Etage	FX (kN)	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
RDC	492,91	130,37	362,53
1	498,12	196,35	301,77
2	494,48	239,91	254,57
3	476,35	252,89	223,47
4	434,60	246,33	188,27
5	364,81	226,42	138,39

6	274,38	196,63	77,75
7	275,98	199,78	76,06
8	276,02	199,84	76,14
9	276,28	199,93	76,26

- **Vérification selon RPA 99 :**

Que les portiques reprennent au moins 25 % de l'effort tranchant de l'étage :

$$\frac{F_{x\text{poteau}}}{F_{x\text{total}}} = \frac{130.37}{492.91} = 26.44 \% > 25\% \quad \text{Vérifier par contreventement mixte.}$$

$$\frac{F_{y\text{poteau}}}{F_{y\text{total}}} = \frac{141.67}{494.29} = 28.66 \% > 25\% \quad \text{Vérifier par contreventement mixte.}$$

- **Vérification des déplacements:**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \times \delta_{ck}$$

$\delta_{ck}$  : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$

R : coefficient de comportement = 5

$\Delta K$  : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

-Sens longitudinal :

Etage	Max Ux (cm)	Min Ux (cm)	dr Ux (cm)
RDC	0,0	0,0	0,0
1	0,1	0,0	0,1
2	0,2	0,1	0,1
3	0,3	0,2	0,1
4	0,4	0,3	0,1
5	0,5	0,5	0,1
6	0,6	0,6	0,1
7	0,7	0,5	0,1
8	0,8	0,6	0,1
9	0,9	0,7	0,1

-Sens transversal :

Etage	Max Uy (cm)	Min Uy (cm)	dr Uy (cm)
RDC	0,0	0,0	0,0
1	0,1	0,0	0,1
2	0,2	0,1	0,1
3	0,3	0,2	0,1
4	0,4	0,3	0,1
5	0,5	0,4	0,1
6	0,6	0,5	0,1
7	0,7	0,6	0,1
8	0,8	0,7	0,1
7	0,9	0,8	0,1

**V.5. Justification de l'effet P-Δ :**

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

**P<sub>k</sub>** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

**V<sub>k</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau k.

**Δ<sub>k</sub>** : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

**h<sub>k</sub>** : hauteur de l'étage k.

**-Sens longitudinal :**

Niveau	W <sub>i</sub> (T)	p <sub>k</sub> (T)	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>x</sub>	h <sub>k</sub> (m)	θ	<0,1
RDC	161,65	161,65	0,0	49,291	3,06	0	Vérifié
1	161,65	323,3	0,001	49,812	3,06	0.002	Vérifié
2	161,65	484,95	0,001	49,448	3,06	0.003	Vérifié
3	161,65	646,6	0,001	47,635	3,06	0.004	Vérifié
4	161,65	808,25	0,001	43,460	3,06	0.006	Vérifié
5	161,65	969,9	0,001	36,481	3,06	0.008	Vérifié
6	161,65	1131,55	0,001	27,438	3,06	0.013	Vérifié
7	163,67	1315,42	0,001	27,598	3,06	0.015	Vérifié
8	166,15	1317,02	0,001	27,598	3,06	0.016	Vérifié
9	181,87	1313,42	0,001	27,598	3,06	0.017	Vérifié

-Sens transversal :

Niveau	Wi (T)	pk (T)	Δk (m)	Vy	hk (m)	θ	<0,1	
RDC	161,65	161,65	0,0	49,429	3,06	0	Vérifié	
1	161,65	323,3	0,001	51,997	3,06	0.001	Vérifié	
2	161,65	484,95	0,001	53,668	3,06	0.002	Vérifié	
3	161,65	646,6	0,001	52,785	3,06	0.004	Vérifié	
4	161,65	808,25	0,001	48,672	3,06	0.005	Vérifié	
5	161,65	969,9	0,001	41,150	3,06	0.007	Vérifié	
6	161,65	1081,55	0,001	30,307	3,06	0.012	Vérifié	
7	165,17	1113,62	0,001	17,468	3,06	0.024	Vérifié	
8	173,58	1213,59	0,001	27,598	3,06	0.025	Vérifié	Vérifié
9	181,87	1313,42	0,001	27,598	3,06	0.025	Vérifié	Vérifié

-Remarque : Puisque tous les coefficients  $\theta_k$  sont inférieurs à 0,10, donc l'effet P-Δ peut être négligé pour les deux sens.

**✚ V.6.Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :**

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

$M_r$  : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

$M_s$  : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure.

**-Sens longitudinal :**

$M_s = 144476.2 \text{ KN.m}$

Niveau	$F_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
1	492,91	3,06	1508.304
2	498,12	3,06	1524.247
3	494,48	3,06	1513.108
4	476,35	3,06	1457.631
5	434,60	3,06	1329.876
6	364,81	3,06	1116.318
7	274,38	3,06	839.603
8	275,98	3,06	844.49
$M_{Rx}$			10133.577

**-Vérifications:**

$M_s / M_{Rx} = 14.2 > 1,5$ .....vérifié

-Sens transversal :

$M_s = 70294.68 \text{ KN.m}$

Niveau	$F_i \text{ (KN)}$	$h_i \text{ (m)}$	$F_i \times h_i \text{ (KN.m)}$
1	494,29	3,06	1512.527
2	519,97	3,06	1591.108
3	536,68	3,06	1642.240
4	527,85	3,06	1615.221
5	486,72	3,06	1489.363
6	411,50	3,06	1259.19
7	303,07	3,06	927.3942
8	174,68	3,06	534.5208
9	174,68	3,06	534.5208
10	174,68	3,06	534.5208
$M_{Ry}$			10571.564

**-Vérifications:**

$M_s/M_{Ry}=6.64 > 1,5$ .....vérifié

La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

** V.7. Conclusion:**

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique. Le résultat obtenu pour le logiciel ROBOT 2011 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calcules les armatures de ces éléments ce qui va venir dans Notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

***Chapitre VI***  
***Etude au vent***

---

## ✚ Etude au vent :

### ✚ VI.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.

### ✚ VI.2. Généralités et définitions :

On admet que le vent a une direction d'ensemble moyenne horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté. L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Position dans l'espace : (constructions reposants sur le sol ou éloignées du sol) .
- Perméabilité de ses parois : (pourcentage de surface des ouvertures dans la surface totale de la paroi).

### ✚ VI.3. Application du R.N.V 99 :

- Le projet implante dans la willaya **d'Alger** ..... Zone **I** (annexe -1 : RNV99).
- $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$  ..... (tableau 2.3 : RNV99)
- Catégorie terrain (IV) .....( tableau 2.4 : RNV99).
- Site plate (tableau 2.5 : RNV99).....  $C_t = 1$
- Le calcul suit la réglementation de calcul d'une structure rectangulaire :

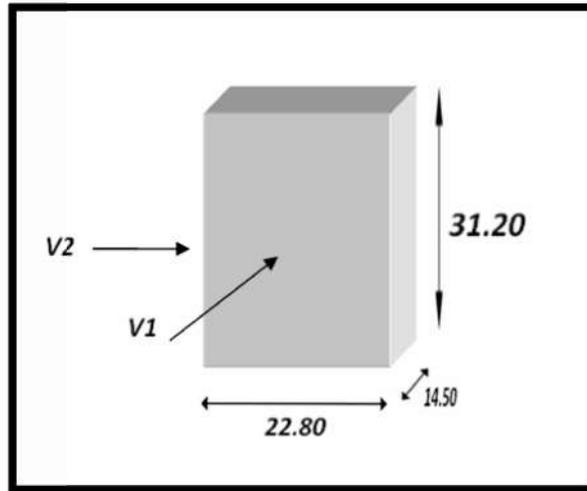


Figure VI.1: Forme de structure  
à étudier.

#### ✚ VI.4. détermination de la pression statique due au vent :

La pression due au vent **Ph** qui s'exerce sur une construction à la hauteur (h) est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ N/m}^2$$

**C<sub>d</sub>** : coefficient dynamique de la constriction.

**q<sub>h</sub>** : pression dynamique du vent calculée à la hauteur h considérée.

**C<sub>pe</sub>** : coefficients de pression extérieure.

**C<sub>pi</sub>** : coefficients de pression intérieure.

##### ➤ VI.4.1. calcul de la pression dynamique q<sub>h</sub> :

La pression dynamique **qh** qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur h est donnée comme suit :

$$q_{dyn}(z) = q_{ref} \times C_{ex}(z) \dots da(\text{N/m}^2)$$

$q_{ref}$ : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le tableau ci-dessous en fonction de la **zone** du **vent**.

$C_{ex}$ : est le coefficient d'exposition au **vent**.

➤ **VI.4.2.valeur de la pression dynamique de référence :**

La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le tableau1 ci-dessous en fonction de la **zone** du **vent**.

zone	$q_{ref}(daN/m^2)$
I	37.5
II	47.0
III	57.5

Tableau VI.1: pression dynamique de référence (tab 2.3 du R.N.V99 p46)

Notre bâtiment est situé **d'Alger** qui est classé en zone I:  $q_{ref} = 370 \text{ N/m}^2$ .

✚ **VI.5.calcul du coefficient d'exposition :**

Le coefficient d'exposition au vent  $C_{ex}$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur h au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du **vent**.

1. **Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques :**

$$C_{ex}(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times [1 + (7 \times K_T) / (C_r(Z) \times C_t(Z))]$$

2. **Cas de structures sensibles aux excitations dynamiques :**

$$C_{ex}(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times [1 + 2 \times g \times I_v(Z)]$$

Avec :

**Cr** : coefficient de rugosité.

**Ct** : coefficient de topographie.

**g** : facteur de pointe.

**Iv** : l'intensité de la turbulence.

**KT** : facteur du terrain.

Notre structure peu sensible aux excitations dynamiques.

$$C_e(z_j) = C_t(z_j)^2 \times C_r(z_j)^2 \times \left[ 1 + (7 \times K_T) / (C_r(z) \times C_t(z)) \right]$$

## ✚ VI.6.calcul des facteurs de site :

### ➤ VI.6.1.catégories de terrain :

Les catégories de terrain sont données dans le **tableau2** ci-dessous ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

**K<sub>T</sub>** : facteur du terrain.

**Z<sub>0</sub>** : paramètre de rugosité(m).

**Z<sub>min</sub>** : hauteur minimale(m).

**ε** : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique **C<sub>d</sub>**

Catégories de terrain (tab 2.4du RNV99 p47) :

Notre terrain est de catégorie IV dont : **K<sub>T</sub> = 0.24 ; Z<sub>0</sub> = 1 m ; Z<sub>min</sub> = 16 m ; ε = 0,46.**

(**IV** : Zone urbaines dont au moins **15%** de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m).

### ➤ VI.6.2. coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité  $C_r(Z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithmique népérien).

$$C_r(Z) = K_T \times \ln(Z/Z_0) \rightarrow \text{pour : } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = K_T \times \ln(Z_{\min}/Z_0) \rightarrow \text{pour : } Z < Z_{\min}$$

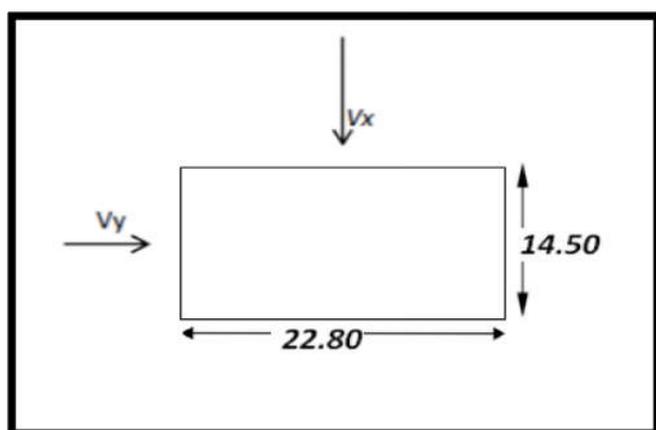


Figure VI.2 Vue en plan.

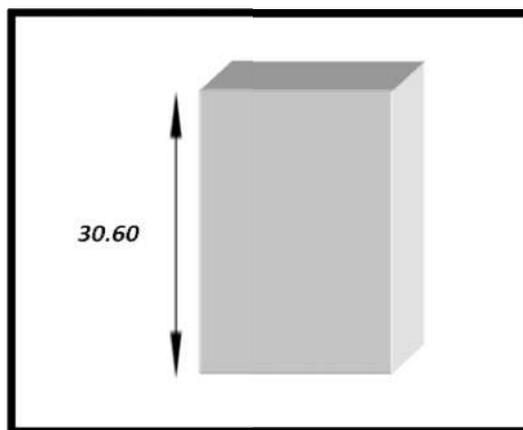


Figure VI.3 Vue en élévation.

Donc :

$$C_r(Z) = K_T \times \ln(Z_{\min}/Z_0)$$

➤ **VI.6.3. coefficient de topographie (tab 2.5RNV 99 p48) :**

Le coefficient de topographie  $C_t$  prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc. Il est donné dans le tableau 3 ci-dessous en fonction de la nature du site

Site	$C_t(Z)$
<b>Site plat</b>	<b>1</b>
<b>Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir</b>	<b>1</b>
<b>Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir</b>	<b>1.3</b>
<b>Site aux alentours des plateaux</b>	<b>1.15</b>
<b>Site aux alentours des collines</b>	<b>1.15</b>
<b>Site montagneux</b>	<b>1.5</b>

Pour un site plat comme il est le cas de notre site ( $C_t = 1$ ).

Les valeurs de **C<sub>r</sub>**, **C<sub>e</sub>** et q dyn en fonction de (Z) sont résumées dans le tableau suivant:

Z	C <sub>t</sub>	C <sub>r</sub>	C <sub>e</sub>	q <sub>ref</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )
03.06	1	0.665	1.559	<b>37.50</b>	<b>58.46</b>	<b>584.6</b>
06.12	1	0.665	1.559	<b>37.50</b>	<b>58.46</b>	<b>584.6</b>
09.18	1	0.665	1.559	<b>37.50</b>	<b>58.46</b>	<b>584.6</b>
12.24	1	0.665	1.559	<b>37.50</b>	<b>58.46</b>	<b>584.6</b>
15.30	1	0.665	1.559	<b>37.50</b>	<b>58.46</b>	<b>584.6</b>
18.36	1	0.698	1.659	<b>37.50</b>	<b>62.21</b>	<b>622.1</b>
21.42	1	0.735	1.775	<b>37.50</b>	<b>66.56</b>	<b>665.6</b>
24.48	1	0.767	1.877	<b>37.50</b>	<b>70.39</b>	<b>703.9</b>
27.54	1	0.795	1.968	<b>37.50</b>	<b>73.80</b>	<b>738.0</b>
30.60	1	0.821	2.053	<b>37.50</b>	<b>76.99</b>	<b>769.9</b>

Tableau VI.2: calcul du coefficient (**q<sub>dyn</sub> (daN/m<sup>2</sup>) - q<sub>dyn</sub>(N/m<sup>2</sup>)**).

### VI.7. calcul du coefficient dynamique :

Le coefficient dynamique C<sub>d</sub> tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Le coefficient C<sub>d</sub> est déterminé à l'aide des abaques (**voir annexe**). Ces abaques correspondent à des bâtiments ou cheminées, il y a lieu d'interpoler ou d'extrapoler linéairement.

**C<sub>d</sub>** : est donné en fonction de :

**b (m)** : qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

**h (m)** : qui désigne la hauteur totale de la construction.

- **Sens XX** :

**b=22.80 m**

**h=30.60 m**

**Donc** : C<sub>d</sub> =0.94

- Sens YY :

$b=14.50$  m

$h=30.60$  m

Donc :  $C_d = 0.96$

## VI.8. Détermination des coefficients de pression :

### VI.8.1. Coefficient de pression extérieure:

- Sens XX :

$h = 30.60$  m ;  $b = 22.80$  m ;  $d = 14.50$  m.

$e = \min (b ; 2h) \Rightarrow e = \min (22.80 ; 2 \times 30.60) \Rightarrow e = 22.80$  m

Donc :  $e = 22.80$  m.

$e/5 = 4.56$  m

$d = 14.50$  m <  $e = 22.80$  m

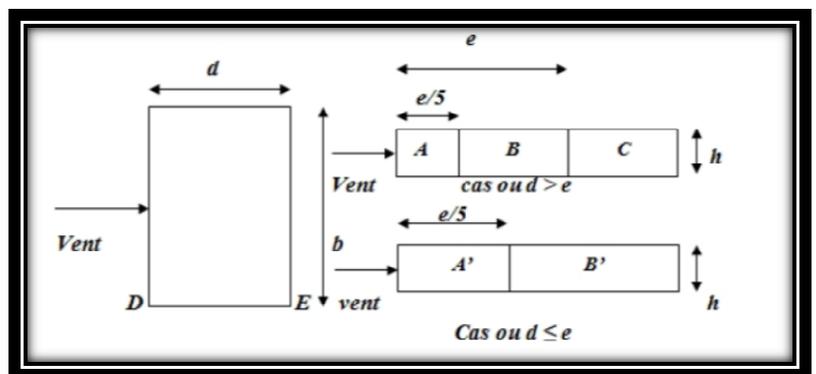


Figure VI.4: Répartition des Zones de Pression extérieur sur les parois.

	A-A'	B-B'	D	E
$C_{pe10}$	1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau VI.3: coefficient de pression extérieure.

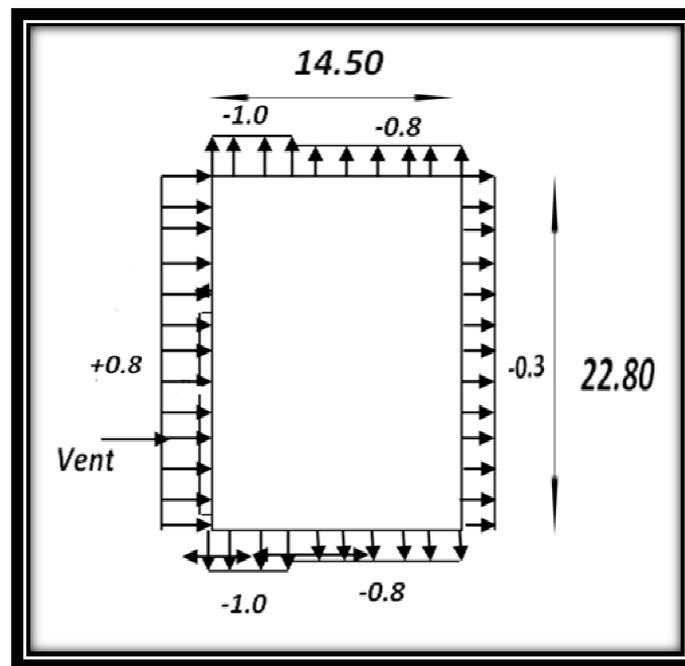


Figure VI.5:  $C_{pe}$  Pour les parois verticales du bâtiment à base rectangulaire (Vx).

- Sens YY :

$$h = 30.60m ; b = 14.50m ; d = 22.80m$$

$$e = \min(b ; 2h) \Rightarrow e = \min(14.50 ; 2 \times 30.60) \Rightarrow e = 14.50m$$

$$\text{Donc : } e = 14.50m$$

$$e/5 = 4.56m$$

$$d = 22.80m > e = 14.50m$$

	A-A'	B-B'	C	D	E
$C_{pe10}$	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau VI.4: coefficient de pression extérieure.

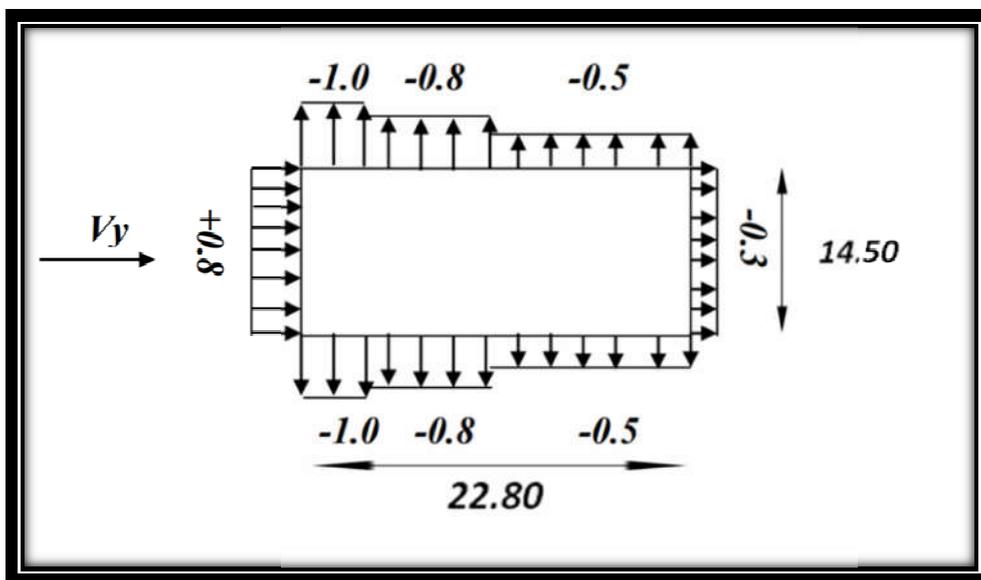


Figure VI.6:  $C_{pe}$  Pour les parois verticales du bâtiment à base rectangulaire ( $V_y$ ).

➤ **VI.8.2. Toitures plates :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à  $4^\circ$ . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après. Le coefficient  $C_{pe}$  est donné Dans le **tableau 5.2** (RNV99 P.66).

$$e = \text{Min} (b ; 2h)$$

**b** : dimension du côté perpendiculaire au vent.

$$e = \min(22.80; 2 \times 30.6) \Rightarrow e = 22.80\text{m}$$

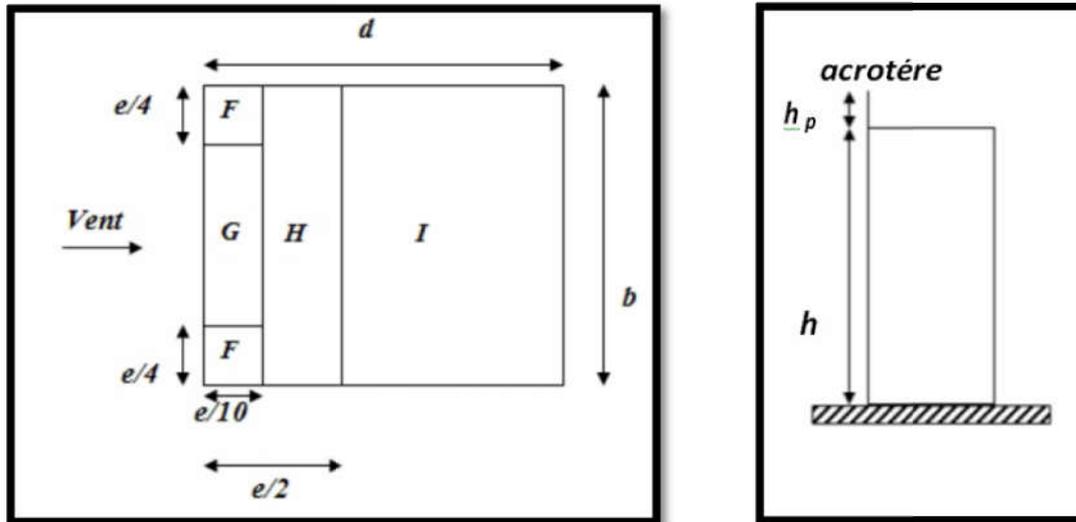


Figure VI.7: Répartition des zones de pression extérieure sur la toiture.

D'après le tableau 5.2 (RNV P.66) on a:

$$h_p / h = 0.60/30.60 = 0.02$$

	F	G	H	I
$C_{pe}$	-1.60	-1.10	-0.70	$\pm 0.2$

➤ **Evaluation de la pression intérieure ( $C_{pi}$ ) :**

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieure ; les valeurs suivantes doivent être utilisées :  $C_{pi} = 0.8$  et  $C_{pi} = -0.5$

On prend :  $C_{pi} = 0.8$

✚ **VI.9. Détermination du coefficient de pression de vent  $C_p$  :**

Le coefficient de pression  $C_p$  est calculé à l'aide de la formule suivante :  $C_p = C_{pe} - C_{pi}$

On a  $C_{pi} = 0.8$  Le tableau suivant montre les résultats de  $C_p$ :

Zone	$C_{pi}$	$C_{pe10}$	$C_p$
A-A'	0.80	-1.00	-1.80
B-B'	0.80	-0.80	-1.60
C	0.80	-0.50	-1.30
D	0.80	+0.80	00
E	0.80	-0.30	-1.10
F	0.80	-1.60	-2.40
G	0.80	1.10	-1.90
H	0.80	-0.70	-1.50
I	0.80	-0.20	-1.00
I	0.80	+0.20	-0.60

Tableau VI.5: du coefficient de pression de vent  $c_p$

#### VI.10. Détermination de la pression dynamique du au vent:

La pression du au vent ( $q_j$ ) qui s'exerce sur une construction à la hauteur  $z$  est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times (C_{pe} - C_{pi})$$

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z) \times C_p$$

#### VI.11. Calcul des forces de frottement:

Dans notre structure le calcul de la force de frottement est inutile parce que les deux conditions de l'article 1.4.2 page 41.

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport  $(d/b \geq 3)$ , et le rapport  $(d/h \geq 3)$ , soient vérifiés.

$b=22.80\text{m}; d=14.50\text{m}; h=30.60\text{m}.$

$(d/b) = 14.50/22.80 = 0.64 < 3 \dots\dots (cv)$

$(d/h) = 14.50/30.60 = 0.47 < 3 \dots\dots (cv)$

Alors : la force de frottement  $F_r = 0$

## VI.12. Force résultante :

La force résultante  $R$  se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale  $F_w$ .
- Une force de soulèvement  $F_u$ .

Dans notre structure la force de soulèvement  $F_u$  est négligeable parce que il y a des planchers très lourds  $F_u = 0$

### Action d'ensemble:

Ce sont les forces résultantes des pressions  $q_j$  appliquées sur notre bâtiment. On les note par  $R_x; R_y; R_z$ ; dirigées respectivement suivant les sens  $x; y$  et  $z$ .

La force résultante  $R$  est donnée par : (art 2.1.2 page 44).

$$R = \sum (q_j \times s_j) + \sum F_r$$

$q_j$  ( $N/m^2$ ): la pression du vent sur un élément de surface  $j$ .

$s_j$  ( $m^2$ ): est l'aire de l'élément de surface.-  $s_j = L_{x,y} \times h_e$

$F_{Fr}$  ( $N$ ): La force de frottement.

$Z_j$ (m)	$S(x,x)$ $m^2$	$S(y,y)$ $m^2$	$q_{dyn}$ ( $N/m^2$ )	$q_j(x)$	$q_j(y)$	$R(x)$ N	$R(y)$	N
03.06	69.77	44.37	584.6	-714.38	-729.83	-49842.66	-32382.56	
06.12	69.77	44.37	584.6	-714.38	-729.83	-49842.66	-32382.56	
09.18	69.77	44.37	584.6	-714.38	-729.83	-49842.66	-32382.56	
12.24	69.77	44.37	584.6	-714.38	-729.83	-49842.66	-32382.56	

15.30	69.77	44.37	584.6	-714.38	-729.83	-49842.66	-32382.56
18.36	69.77	44.37	622.1	-760.21	-776.38	-53039.73	-34447.98
21.42	69.77	44.37	665.6	-813.36	-830.67	-56748.11	-36856.83
24.48	69.77	44.37	703.9	-860.17	-878.47	-60014.06	-38977.71
27.54	69.77	44.37	738.0	-901.84	-921.02	-62921.38	-40865.66
30.60	69.77	44.37	769.9	-940.82	-960.84	-65641.01	-42632.47
						$\Sigma=-547577.59$	$\Sigma=-355693.45$

Tableau VI.6: résultat de vent

➤ **les résultats :**

$$R(x) = -547577.59 \text{ N} = -547.57759 \text{ KN}$$

$$R(y) = -355693.45 \text{ N} = -355.69345 \text{ KN}$$

***Chapitre VII***  
***Ferraillage des éléments structuraux***

---

## + Ferrailage des éléments structuraux

### + VII.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants se fait suivant le BAEL91 et le BAEL 83 ; le règlement parasismique algérien RPA99 v2003, Les éléments résistants qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles

### + VII.2. FERRAILAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont soumis à des moments fléchissant en tête et à la base dans les sens transversaux et longitudinaux et aussi à des efforts normaux et des efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composée et la fissuration étant comme peu préjudiciable.

#### ➤ Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton		Acier (FeE400)			
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (MPa)	$b\sigma$ (MPa)	$\gamma_s$	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.5	1	400	400

Tableau VII.1. Caractéristique de situation.

#### ➤ Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

- Selon BAEL 91 : Situation durable :

$$1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots (1)$$

- Selon le R.P.A 99 : situation accidentelle :

$$G+Q+E\dots\dots\dots (2)$$

$$0.8G+E\dots\dots\dots (3)$$

- La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit :

1. N max → M<sub>corr</sub>
2. M max → N<sub>corr</sub>
3. N min → M<sub>corr</sub>

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs.

- **Recommandation du RPA99/version 2003 :**

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :  $A_{min} = 0.9 \% b \times h$  en Zone III.
- ✓ Leur pourcentage maximal : 4% en zone courante et 6 % en zone de recouvrement
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 50 en zone III
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.

sens	ELU (1.35G+1.5Q)		G+Q+E		0,8G + E		ELS (Q+G)	
	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN)	M <sub>MAX</sub> (KN)	N <sub>cor</sub> (KN)	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN)	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN)
Y	2603.6	15.34	97.16	1526.7	315.24	15.74	1700.1	12.34

Tableau VII.2. Tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

- **VII.1.Vérification a L'ELU : 1.35 G+1.5 Q**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article. A.4.3.5 du BAEL en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_2$$

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque :

$$L_f / h \leq \max (15 ; 20 e_1/h).$$

**Avec :**

**h** : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement

**e<sub>1</sub>** : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

**y** compris l'excentricité additionnelle.  $e_1 = M/N + e_a$

**e<sub>a</sub>** : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués.  $e_a = \max (2\text{cm}, L/250)$

$$e_a = \max (2\text{cm}, 306/250) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

**e<sub>2</sub>** : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = 3(L_f)^2 / 10^4 h \cdot (2 + \alpha \Phi)$$

**Φ** : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\lambda = 3.46 L_f / h$$

$$L_f = 0.7h = 0.7 * 3.06 = 2.142 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 * 2.142 / 3.06 = 2.422$$

$$\lambda < 50 \rightarrow \alpha = 0.85 / 1 + 0.2(\lambda/35)^2 = 0.8349$$

$$e_2 = 0.0045 \text{ cm}$$

➤ **Calcul l'excentricité :**

$$e_0 = M / N \rightarrow 15.34 / 2603.6 = 0.0059 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.0059 + 0.02 = 0.026 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.026 + 0.0045 = 0.030 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 2603.6 \cdot 0.030 = 79.13 \text{ KN.m}$$

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$M_{\text{cor}} = 79.13 \text{ KN.m} ; N_{\text{max}} = 2603.6 \text{ kn.}$$

$$A = 0.337 \times h - 0.81 c' \times b \times h \times \sigma_b = 0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.05 \times 0.5 \times 14.2 \times 10^3$$

$$A = 454.4 \text{ KN. M}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{\text{Corrigé}} + N_u \times (d - h/2) = 79.13 + 2603.6(0.5 - 0.5/2) = 730.03 \text{ KN. m}$$

$$B = 2603.6 \times (0.5 - 0.05) - 730.03 = 441.59 \text{ KN.m}$$

**Alors :**

$$A = 454.4 \text{ KN. m} > B = 441.59 \text{ KN. m}$$

**Donc :** La section est entièrement Comprimée

➤ **Détermination des Armatures a la flexion Simple :**

$$\mu = M_{ua} / b \times d^2 \times f_{bu} = 730030 / 50 \times 50^2 \times 14.2 = 0.411$$

$$\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.411 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{Pas d'armatures comprimées})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.411}) = 0.7225$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.45 [1 - (0.4 \times 0.7225)] = 0.356 \text{ m}$$

$$A_f = M_{ua} / (Z \times f_{st}) = 730.03 \times 10^{-3} / 0.356 \times 348 = 58.9 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A_{st} = A_f - N / 100\sigma_s = 58.9 - 2603600 / 100 \times 348 = -15.092 \text{ cm}^2$$

• **VII.2.Vérification à 0.8G+E :**

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_0 = M / N = 15.74 / 315.24 = 0.0499 \text{ m} = 4.99 \text{ cm}$$

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250) \rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm} ; 306/250) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$e_1$  : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = 4.99 + 2 = 6.99 \text{ cm}$$

$$e_2 = 0.0045 \text{ cm}$$

$$e = 6.99 + 0.0045 = 6.9945 \text{ cm} \rightarrow e = 0.07 \text{ m}$$

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\min} = 315.24 \text{ KN}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N \times e = 315.24 \times 0.07 = 22.067 \text{ KN.m}$$

**N:** Est effort de compression

$$A = (0.337 \times h - 0.81 \times c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.05) \times 0.5 \times 0.5 \times 14.2 \times 10^3$$

$$A = 454.4 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M \text{ Corrigé} + N (d-h/2) = 22.067 + 315.24(0.45-0.5/2)$$

$$M_{ua} = 85.115 \text{ KN.m}$$

$$B = N u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$B = 315.24 \times (0.45 - 0.05) - 85.115$$

$$B = 40.981 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } A = 454.4 \text{ KN.m} > B = 40.981 \text{ KN.m}$$

**Donc :** La section est entièrement Comprimée.

➤ **Détermination des Armatures a la flexion Simple :**

$$\mu = M_{ua} / b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 85115 / 50 \times 45^2 \times 14.2 = 0.059$$

$$\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \dots (\text{Situation accidentelle})$$

$$\mu = 0.059 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{Pas d'armatures comprimées})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.059}) = 0.07625$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.45 [1 - (0.4 \times 0.07625)] = 0.436 \text{ m}$$

$$A_f = M_{ua} / (Z \times f_{st}) = 85.115 \times 10^{-3} / 0.436 \times 400 = 4.88 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_f = 4.88 \text{ cm}^2$$

➤ **détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A_{s2} = A_f - N / 100 \times \sigma_s = 4.88 - 315240 / 100 \times 400 = -3.001 \text{ cm}^2$$

• **VII.3.Vérification à G + Q ± E :**

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_0 = M / N = 97.16 / 1526.7 = 0.064 \text{ m} = 6.4 \text{ cm}$$

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_a = \max(2\text{cm} ; L/250) \rightarrow e_a = \max(2\text{cm} ; 306/250) \rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$e_1$  : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles

$$e_1 = 6.4 + 2 = 8.4\text{cm}$$

$$e_2 = 0.0045\text{cm}$$

$$e = 8.4 + 0.0045 = 8.405\text{cm} \rightarrow e = 0.09\text{m}$$

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{corr} = 1526.7 \text{ KN}$$

$$M_{Corrigé} = N_{corr} \times e$$

$$M_{Corrigé} = 1526.7 \times 0.09 = 137.403 \text{ KN.m}$$

**N:** Est effort de compression

$$A = (0.337 \times h - 0.81 \times c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.05) \times 0.5 \times 0.5 \times 14.2 \times 10^3$$

$$A = 454.4 \text{ KN.m}$$

$$B = N \times u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{Corrigé} + N(d - h/2) = 137.403 + 1526.7 (0.45 - 0.5/2)$$

$$M_{ua} = 442.743 \text{ KN.m}$$

$$B = N \times (d - c') - M_{ua}$$

$$B = 1526.7 \times (0.45 - 0.05) - 442.743$$

$$B = 167.94 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } A = 454.4 \text{ KN.m} > B = 167.94 \text{ KN.m}$$

**Donc :** La section est entièrement comprimée.

➤ **Détermination des Armatures a la flexion Simple :**

$$\mu = M_{ua}/b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 442743 / 50 \times 45^2 \times 14.2 = 0.308$$

$$\sigma_{bc} = 14.2 \text{MPa} \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{MPa} \dots (\text{situation accidentelle})$$

$$\mu = 0.308 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{Pas d'armatures comprimées})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.308}) = 0.475$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.45 [1 - (0.4 \times 0.475)] = 0.3645 \text{m}$$

$$A_f = M_{ua} / (Z \times f_{st}) = 442.743 \times 10^{-3} / 0.3645 \times 400 = 30.37 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_f = 30.37 \text{cm}^2$$

➤ **Détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A_{s3} = A_f - N / 100 \times \sigma_s = 30.37 - 1526700 / 100 \times 400 = -7.8 \text{cm}^2$$

• **VII.4.Vérification à G+Q**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du BAEL99 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_0 = M / N = 12.34 / 1700.1 = 0.0073 \text{m} = 0.73 \text{cm}$$

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_a = \max(2 \text{cm} ; L/250) \rightarrow e_a = \max(2 \text{cm} ; 306/250) \rightarrow e_a = 2 \text{cm}$$

$e_1$  : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles

$$e_1 = 0.73 \text{cm} + 2 = 2.73 \text{cm}$$

$$e_2 = 0.0045 \text{ cm}$$

$$e = 2.73 + 0.0045 = 2.73 \text{ cm} \rightarrow e = 0.027 \text{ m}$$

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\max} = 1700.1 \text{ KN}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_s \times e$$

$$M_{\text{Corrigé}} = 1700.1 \times 0.027 = 45.903 \text{ KN.m}$$

**N:** Est effort de compression

$$A = (0.337 \times h - 0.81 \times c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.05) \times 0.5 \times 0.5 \times 14.2 \times 10^3$$

$$A = 454.4 \text{ KN.m}$$

$$B = N_s \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{\text{Corrigé}} + N_s(d-h/2) = 45.903 + 1700.1(0.45-0.5/2)$$

$$M_{ua} = 385.923 \text{ KN.m}$$

$$B = N_s \times (d - c') - M_{ua}$$

$$B = 1700.1 \times (0.45 - 0.05) - 385.923$$

$$B = 294.117 \text{ KN.m}$$

**Alors :** = 454.4 KN. m > B = 294.117 KN. m

**Donc :** La section est entièrement Comprimée.

➤ **Détermination des Armatures a la flexion Simple :**

$$\mu = M_{ua} / b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 385923 / 50 \times 45^2 \times 14.2 = 0.268$$

$$\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \dots (\text{Situation accidentelle})$$

$$\mu = 0.268 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{Pas d'armatures comprimées})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.268}) = 0.399$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.45 [1 - (0.4 \times 0.399)] = 0.378 \text{ m}$$

$$A_f = M_{ua} / (Z \times f_{st}) = 385.923 \times 10^{-3} / (0.378 \times 400) = 25.52 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_f = 25.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A_{s4} = A_f - N / (100 \times \sigma_s) = 25.52 - 1700100 / (100 \times 400) = -16.98 \text{ cm}^2$$

• **VII.5.Vérification des sections : RPA (99 ver 2003) :**

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.009 \times b \times h = 0.009 \times 50 \times 50 = 22.5 \text{ cm}^2$$

• **VII.6.Vérification de la condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

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

$$A_{min} = 0.23 \times 50 \times 45 \times 2.1 / 400$$

$$A_{min} = 2.72 \text{ cm}^2$$

**DONC :**  $A = \max (A_{cal} ; A^{RPA} \text{ min} ; A^{BAEL} \text{ min}) \rightarrow A = 22.5$

Section	AT 1 (cm <sup>2</sup> )	AT 2 (cm <sup>2</sup> )	AT 3 (cm <sup>2</sup> )	AT 4 (cm <sup>2</sup> )	A <sup>RPA</sup> min (cm <sup>2</sup> )	A <sup>BAEL</sup> min (cm <sup>2</sup> )	A <sup>a dop</sup> (cm <sup>2</sup> )	CHOIX	A <sup>corr</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>50x50</b>	-15.092	-3.001	-7.8	-16.98	22.5	2.72	22.5	4HA20+ 8HA14	24.89

Tableau VII. 3 : récapitulatif du résultat.

- VII.7.Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N ser, M ser)  
 - La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier

\* La contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

\* La contrainte d'acier est limitée par :  $\sigma_s = 400 \text{ MPA}$

➤ Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$e_0 = M_{ser} / N_{ser} \rightarrow 12.34 / 1700.1 = 0.0073 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.0073 < h/6 = 0.5/6 = 0.08$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

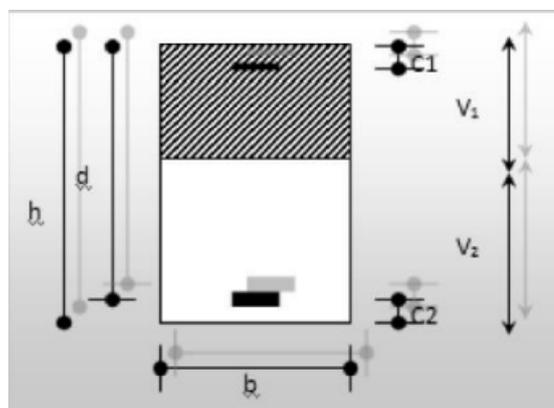
Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 50 \times 50 + 15(22.24) = 2833.6 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = 1 / B_0 [bh^2 / 2 + 15(A_1 x c_1 + A_2 x d)] = 1 / 2833.6 [50 \times 50^2 / 2 + 15(36.16 \times 5 + 36.16 \times 45)]$$

$$V_1 = 18.39 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v = 50 - 18.39 = 31.61 \text{ cm}$$



$$I_{xx} = b/3(V_1^3 + V_2^3) + 15(A_1 x(V_1 - c_1) + A_2(V_2 - c_2))$$

$$I_{xx} = 50/3(18.39^3 + 31.61^3) + 15(36.16x(18.39-5)^2 + 36.16(31.61-5)^2)$$

$$I_{xx} = 662151.39 \text{ cm}^4$$

$$K = M_G / I_{xx}$$

**M<sub>G</sub>**: Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 12340 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = N / 100 \times B_0 = 1700100 / 100 \times 2833.6 = 5.99 \text{ MPa}$$

$$K = M_G / I_{xx} = 12340 / 662151.39 = 0.019$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + k \times V_1 = 5.99 + 0.019 \times 18.39 = 6.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6 \text{ MPa} < 15 \quad \text{cv.}$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent. La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(V_1 - c)] = 15[5.99 + 0.019(18.39 - 5)] = 93.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 + K(d - V_1)] = 15[5.99 + 0.019(45 - 18.39)] = 97.43 \text{ MPa}$$

### ➤ Armatures transversales :

#### Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max. **V<sub>max</sub> = 130.37 KN**

#### Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = v / b \times d = 130.37 \times 10^3 / 500 \times 450 = 0.579$$

**τ<sub>u</sub>** : contrainte de cisaillement

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant de la section étudiée

**b<sub>o</sub>** : la largeur de la section étudiée

**d** : la hauteur utile

$\bar{\tau} = \min(0.2 \times f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 0.2 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{ MPa}$  Pour une fissuration peu nuisible.

$\tau < \bar{\tau}$  (conditions vérifiées).

➤ **Calcul d'armature transversale:**

RPA99 (VER2003) : Art 7.4.2.2

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$A_t / S_t = \rho_a \times V_u / h \times f_e$$

**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant de calcul

**h** : Dimension du poteau

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

**ρ<sub>a</sub>** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant,

$$\rho_a = 2.50, \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75, \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5$$

**a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

**L<sub>f</sub>** : longueur de flambement du poteau (**L<sub>f</sub> = 0.7 L**)

**Dans notre cas :**

$$\lambda_g = (L_f / a \text{ ou } L_f / b) = (2.14 / 0.50 \text{ ou } 2.14 / 0.50) = 4.28$$

On prend **ρ<sub>a</sub> = 4.28**

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = (\rho_a \times V_u / h \times f_e) S_t = (4.28 \times 130.37 \times 10^3 \times 0.10) / 50 \times 400$$

$$A_t = 2.79 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante :**

$$A_t = (\rho_a \times V_u / h \times f_e) S_t = (4.28 \times 130.37 \times 10^3 \times 0.15) / 50 \times 400$$

$$A_t = 4.18 \text{ cm}^2$$

**Donc :**  $A_t = 4.18 \text{ cm}^2$  , soit : 6 cadres de  $\emptyset 10$

$$A_t = 4.71 \text{ cm}^2$$

✓ **La quantité des armatures transversales  $A_t / S_t \times b_1$  en % est donnée comme suit :**

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8 \%$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

✓ **Dans la zone nodale  $t=10 \text{ cm}$**

$$A_t / S_t \times b \geq 0.3 \% \rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2, \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ **Dans la zone courant :  $t = 15 \text{ cm}$**

$$A_t / S_t \times b \geq 0.3 \% \rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2, \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

### **BAEL91 :(art A.8.1. 3)**

1 .Le diamètre des armatures transversales :  $\emptyset_t \geq \emptyset_l / 3$

$$\emptyset_t \geq 20 / 3 = 6.67 \text{ cm}^2$$

2 .leur espacement :  $S_t \leq \min (15\emptyset_l ; 40\text{cm} ; a+10\text{cm})$

$$S_t \leq (30\text{cm} ; 40\text{cm} ; 60\text{cm}) \dots\dots\dots\text{cv}$$

**Les résultats sont résumés dans le tableau :**

$S_{pot} \text{ cm}^2$	$A_t \text{ choisie} \text{ (cm}^2\text{)}$	St (cm) (nodale)	St (cm) (courante)
50 x 50	4.71	10	15

Tableau. VII.4. Résultat ferrailage.

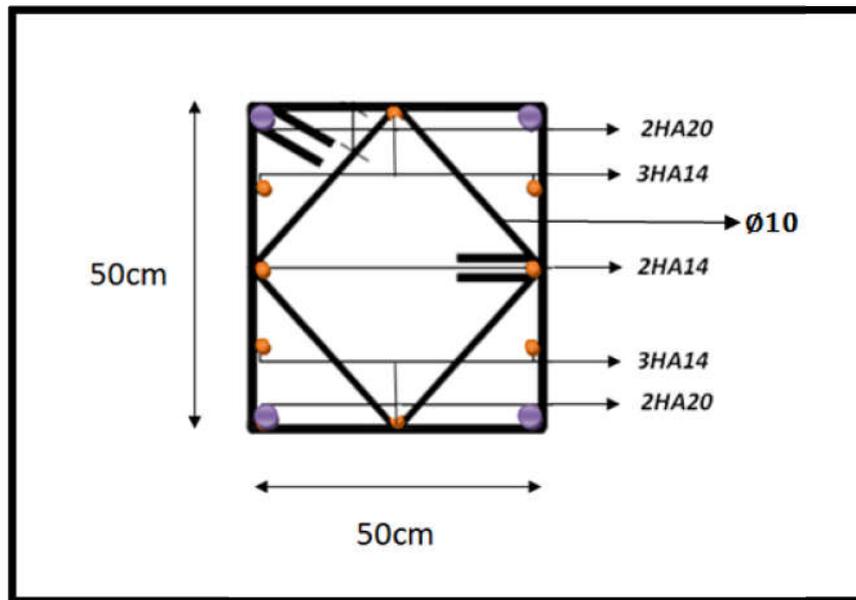


Figure VII.1. Le ferrailage des poteaux

### ✚ VII.3. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchant donc elles sont calculées à la flexion simple, Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries par conséquent la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Selon BAEL91 :

$$A_{min} \geq 0.23 \times d \times b \times f_{t28} / f_e \quad (A.4.2.1)$$

✓ **Le pourcentage minimal d'armature :**

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times b \times h \quad (B.6.4)$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{max} = V_u^{max} / b \times d$$

**On doit vérifier que :**

$$\tau_u^{max} \leq \tau^- \text{ avec :}$$

- **Selon le CBA93 :**

$\tau^- = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa})$  Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable.

$\tau^- = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$  Pour une fissuration peu nuisible.

➤ **Détermination de l'armature transversale :**

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement  $S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$ .

Section minimale  $A_t$  des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$A_t \times F_t / S_t \times b_0 \geq 0.4 \text{ MPa} \text{ Soit pratiquement : } S_t \leq A_t \times F_t / 0.4 \times b_0$$

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures d'âme d'une poutre  $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$  d'après Le (BAEL A7.2.2.)

**h** : hauteur totale de la poutre.

**b<sub>0</sub>** : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$A_t / S_t \times b_0 \geq \gamma_s (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k) / 0.9 \times f_e (\cos a + \sin a)$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures droites :  $K=1$ ,  $\alpha=\pi/2$ , alors :

$$A_t / S_t \times b_0 \geq (\tau_u - 0.3 \times f_{tj}) / 0.9 \times f_e$$

✓ **Condition de non fragilité:**

$$A / b_0 \times d \geq 0.23 f_{tj} / f_e$$

✓ **Vérification de la flèche :** (BAEL B.6.5)

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $h_t / L \geq M_t / 10 \times M_0$
- $A / b_0 \times d \geq 4.2 / f_e$
- $1 / L \geq 1 / 16$

**Avec :**

**M<sub>t</sub>** : moment MAX en travée.

**M<sub>0</sub>**: moment isostatique minimal

**B<sub>0</sub>** : largeur de la poutre.

**d**: hauteur utile.

**A**: Section d'armature.

➤ **Recommandation : RPA 99/version2003:**

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

-50 en zone III.

Les poutres en travée seront ferraillées pour une situation durable et en appui pour une Situation accidentelle.

➤ **Ferraillage longitudinal :**

- **Pour les poutres principales :**

**S = 30×45 cm<sup>2</sup>.**

$\varnothing \geq h / 10 \rightarrow \varnothing \geq 45 / 10 = 4.5\text{cm}, c \geq 1 + \varnothing/2 = 1 + 4.5/2 = 3.25\text{cm}$

C= 3.25cm

- **Pour les poutres secondaires**

**S = 30×40 cm<sup>2</sup>.**

$\varnothing \geq h / 10 \rightarrow \varnothing \geq 40 / 10 = 4\text{cm}, c \geq 1 + \varnothing/2 = 1 + 4/2 = 3\text{cm}$

C= 3cm

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	$\gamma_b$	Fc28 (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\gamma_s$	F <sub>e</sub> (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.5	1	400	400

Tableau. VII.5. Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

- Étapes de calcul des armatures longitudinales :

- ELU :

$$\mu = M_{ua} / b \times d^2 \times \sigma_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_l = 0.392$$

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

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$A_f = M_{ua} / (Z \times f_{st})$$

- ELS :

-La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

-Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = (\gamma - 1 / 2) + (f_{c28} / 100) \quad , \quad \gamma = M_u / M_{ser}$$

- Condition de non fragilité : BAEL91 (Art : 4.2) (p :23 ;24)

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

- Pour les poutres principales :

$$A > 0.23 \times 30 \times 41.75 \times 2.1 / 400$$

$$A = 1.51 \text{ cm}^2$$

- Pour les poutres secondaires :

$$A > 0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1 / 400$$

$$A = 1.34 \text{ cm}^2$$

▪ **Le pourcentage minimal d'armature :**

- Pour les poutres principales :

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

- Pour les poutres secondaires :

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

▪ **Le pourcentage minimal d'armature RPA 99 (révisé 2003):**

- Pour les poutres principales :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} \geq 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

- Pour les poutres secondaires :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} \geq 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

❖ **En Travée :**

	(cm)	(cm)	(cm)	$\sigma_{bc(d)}$ (MPa)	$\sigma_{bc(A)}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{s(A)}$ (MPa)
Poutre Principale	30	45	41.75	14.2	18.5	348	400
Poutre Secondaire	30	40	37	14.2	18.5	348	400

	Combinaison	$M_{max}$ (N. m)	$\mu$	$\mu_i$	$\alpha$	Z(m)	A (cm <sup>2</sup> )
Poutre Principale	ELU	40250	0.022	0.392	0.028	0.41	3.05
	ELS	29470	0.016	0.392	0.020	0.41	2.01
Poutre Secondaire	ELU	36250	0.028	0.392	0.035	0.36	3.46
	ELS	26120	0.021	0.392	0.026	0.37	2.36

**E.L.S : (G+Q) :**

$$\alpha \leq \alpha^- = \gamma - 1/2 + f_{c28}/100 \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = M_u / M_{ser}$$

	$M_u$ (N. m)	$M_{ser}$ (N. m)	$\alpha^-$	$\alpha$	condition
Poutre Principale	40250	29470	0.433	0.028	Vérifier
Poutre Secondaire	36250	26120	0.444	0.035	Vérifier

**❖ En Appui :**

	Combinaison	Cas	$M_{max}$ (N. m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Poutre Principale	ELU	1.35G+1.5Q	108500	14.20	348
	ELA	G+Q+EX	94175	18.50	400
Poutre Secondaire	ELU	1.35G+1.5Q	91365	14.20	348
	ELA	G+Q+EY	99375	18.50	400

	Combinaison	$\mu$	$\mu_i$	$\alpha$	Z(m)	A (cm <sup>2</sup> )
Poutre Principale	ELU	0.062	0.392	0.075	0.405	6.20
	ELA	0.052	0.392	0.063	0.419	5.01
Poutre Secondaire	ELU	0.064	0.392	0.083	0.417	7.85
	ELA	0.060	0.392	0.075	0.417	7.84

❖ E.L.S : (G+Q)

$$\alpha \leq \alpha = \gamma - 1/2 + f_{c28}/100 \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = M_u / M_{ser}$$

	$M_u$ (N. m)	$M_{ser}$ (N. m)	$\alpha$	$\alpha$	condition
Poutre Principale	108500	76220	0.67	0.063	Vérifier
Poutre Secondaire	91365	63720	0.68	0.075	Vérifier

▪ Tableaux récapitulatifs :

$$A = \max ( A_{cal} ; A_{RPA \min} ; A_{BAEL \min} ; A_{BAEL} )$$

➤ Poutre principale :

	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^B$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	CHOIX	$A_{ado}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	3.05	1.51	6.75	1.35	5HA14	7.70
En appui	6.20	1.51	6.75	1.35	3HA14+3HA12	8.01

➤ Poutre secondaire :

	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^B$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	CHOIX	$A_{ado}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	3.46	1.34	6	1.20	3HA16	6.03
En appui	7.85	1.34	6	1.20	3HA12+3HA14	8.01

▪ Vérification de la Flèche (poutre principale) : BAEL91

$$h/L \geq 1/16 \quad ; \quad h/L \geq M_t / 10 \times M_0 \quad ; \quad 4.2/f_e \geq A/b \times d$$

➤ **Poutre principale :**

$$h/L = 45/490 = 0.092 > 0.0625$$

$$h/L = 45/490 = 0.092 > M_t / 10 \times M_0 = 0.0742$$

$$4.2/f_e = 4.2/400 = 0.0105 > 7.70/30 \times 41.75 = 0.00615$$

**Donc :** le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Poutre secondaire :**

$$h/L = 40/490 = 0.082 > 0.0625$$

$$h/L = 40/490 = 0.082 > M_t / 10 \times M_0 = 0.0742$$

$$4.2/f_e = 4.2/400 = 0.0105 > 6.03/30 \times 37 = 0.00543$$

**Donc :** le calcul de flèche n'est pas nécessaire

▪ **Ferrailage des armatures transversales :**

➤ **Vérification De La Contrainte De Cisaillement :**

✓ **Poutre principale :**

$$V_u^{max} = 106.2 \text{ KN}$$

$$\tau = V_u^{max} / b \times d \leq \tau^{\bar{}} = \min (0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau = 106200 / 300 \times 417.5 = 0.85\text{MPa} < \tau^{\bar{}} = 3.33 \text{ MPA} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

✓ **Poutre secondaire :**

$$V_u^{max} = 106.11 \text{ KN}$$

$$\tau = 106110 / 300 \times 370 = 0.96 \text{ MPA} < \tau^{\bar{}} = \min (0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPA}$$

(Condition vérifiée)

➤ **Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis :**

✓ **Poutre principale :**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28} ; a = 0.9 \times d = 37.58$$

$$V_u = 106.20 \leq 0.267 \times 37.58 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 752.540 \text{ KN}$$

➤ **Influence De L'efforts Tranchants Sur Les Armatures Longitudinales :**

Au droit d'un appui ou existe un moment M (Moment de continuité), la Section des Armatures inférieurs doit être que l'on ait :

✓ **Poutre Principale :**

$$A \geq 1.15 / f_e \times (V + M / 0.9 \times d)$$

$$V_{max} = 106.2 \text{ KN} ; M_{max} = 40.25 \text{ KN}$$

$$A_s = 7.70 \text{ cm}^2 > (1.15 / 400 \times (106.2 + (40.25 / 0.9 \times 0.4175))) = 0.613 \text{ (Condition vérifié)}$$

✓ **Poutre Secondaire :**

$$A \geq 1.15 / f_e \times (V + M / 0.9 \times d)$$

$$V_{max} = 106.11 \text{ KN} ; M_{max} = 29.47 \text{ KN}$$

$$A_s = 6.03 \text{ cm}^2 > (1.15 / 400 \times (106.11 + (29.47 / 0.9 \times 0.37))) = 0.559 \text{ (Condition vérifié)}$$

➤ **Armatures transversales :**

❖ **Les Poutres Principales :**

-En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$St \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (11.25 ; 14.4) \dots \text{ en prend : } St = 10 \text{ cm}$$

**St** : l'espacement des cours d'armatures transversales.

-En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$St \leq h/2 \rightarrow St \leq 45/2=22.5 \dots\dots \text{en prend : } St=15\text{cm}$$

➤ **Section minimale des armatures transversales : BAEL91 (A.5.1.23) :**

$$St \leq At \times fe / 0.4 \times b_0 \rightarrow At \geq St \times 0.4 \times b_0 / fe = 15 \times 0.4 \times 30 / 400 = 0.45 \text{cm}^2$$

➤ **Condition exigée par le RPA2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times St \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 1.35 \text{ cm}^2 = 3\Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

❖ **Les Poutres Secondaires :**

-En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$St \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (10 ; 14.4) \dots\dots \text{en prend : } St=10\text{cm}$$

St : l'espacement des cours d'armatures transversales.

-En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$St \leq h/2 \rightarrow St \leq 40/2=20 \text{ cm} \dots\dots \text{en prend : } St=15\text{cm}$$

➤ **Section minimale des armatures transversales : BAEL91 (A.5.1.23) :**

$$St \leq At \times fe / 0.4 \times b_0 \rightarrow At \geq St \times 0.4 \times b_0 / fe = 15 \times 0.4 \times 30 / 400 = 0.45 \text{cm}^2$$

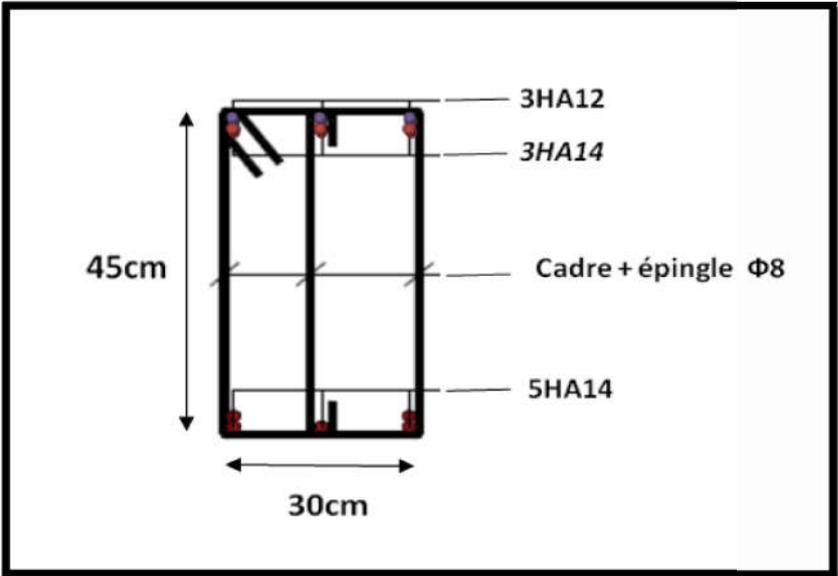
➤ **Condition exigée par le RPA2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

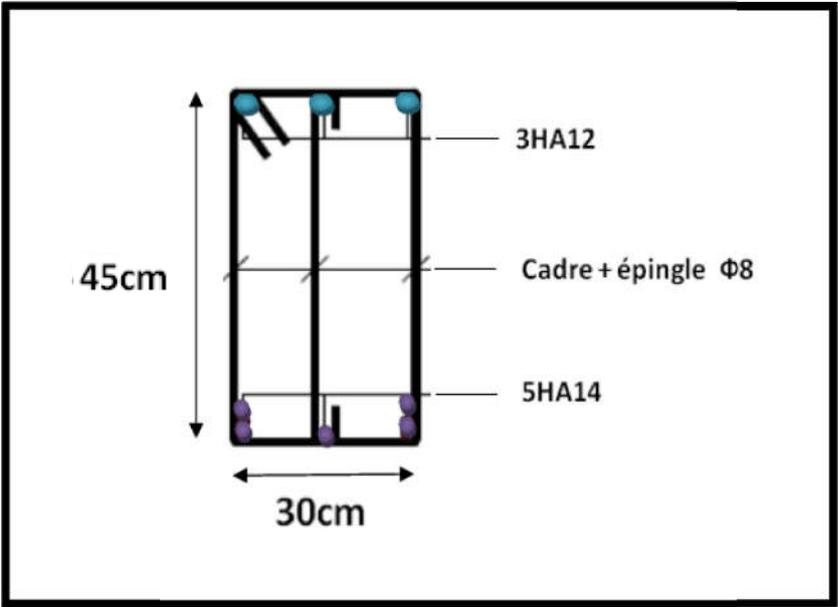
$$A_t = 0,003 \times S_t \times b.$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 1.35 \text{ cm}^2 = 3\Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

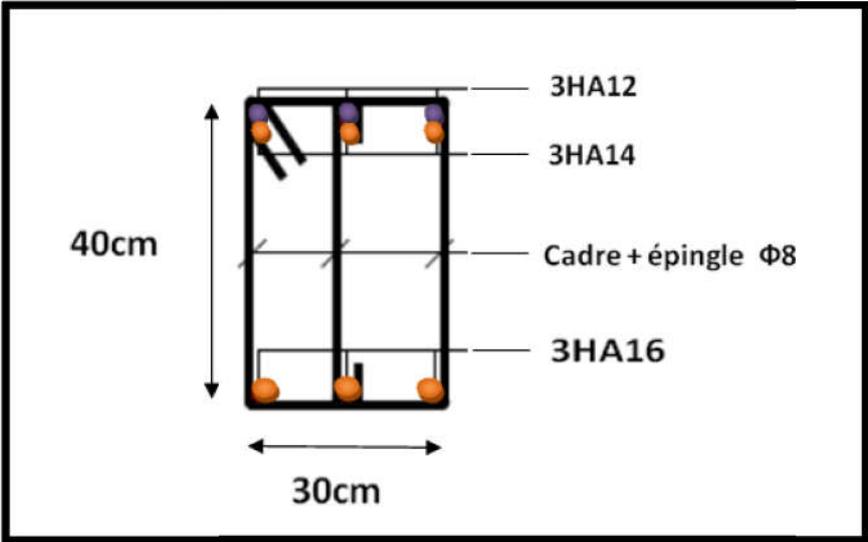


En Appuis :

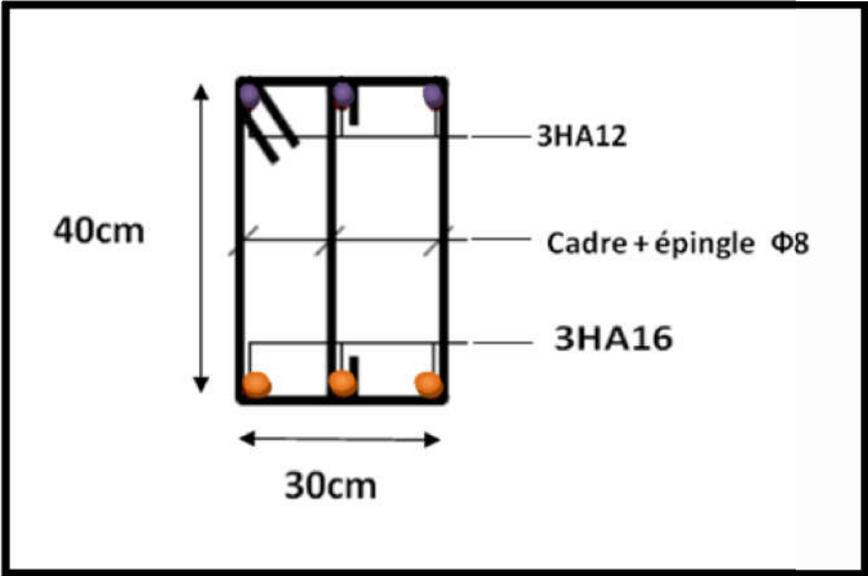


En Travée :

Figure. VII.2 .Ferrailage de la poutre principale.



En Appuis :



En Travée :

Figure. VII.3. Ferrailage de la poutre secondaire.

## ✚ VII.4. Ferrailage des voiles :

### ✓ VII.4.1.Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges Verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ❖ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ❖ Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la Charge sismique.

### ✓ VII.4.2Voiles pleins :

#### ➤ VII.4.2.1. Ferrailage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10∅.

∅:Diamètre des barres horizontales

#### -Règles communes :

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes :

$$S \leq 1.5a \quad (a : \text{Epaisseur du voile}).$$

$$S \leq 30$$

- ❖ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur, Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about )ne devrait pas dépassé 1/10de l'épaisseur du voile.
- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être de 40 ∅pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible.

- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être de  $20 \phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

➤ **VII.4.2.2. Ferrailage vertical :**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée, en tenant compte des prescriptions du RPA 99/version 2003, citées ci-dessous:

- ❖ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les Armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.
- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile .
- ❖ Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
- ❖ A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).
- ❖ Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.
  - En zone courante égale à 0.10%
- ❖ Si il Ya des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

➤ **VII.4.2.3. Armatures transversales :**

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel.

Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

✓ **VII.4.3. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :**

➤ **VI.4.3.1. Les combinaisons d'action (RPA 99) :**

- $G + Q + E$
- $0.8G \pm E$

➤ **VII.4.3.2.Type de section qu'on peut avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (S. E. T).
- Entièrement comprimée (S. E.C).
- partiellement comprimée (S. P. C).

➤ **VII.4.3.3.Etapes de calcul :**

❖ **Calcul des sections suivant leurs natures :**

- ❖ **Section entièrement tendue :** on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = (h/2) - c' + e$$

$$a_2 = (h/2) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$Nu = A' \times \sigma_s + A \times \sigma_{s10\%}$$

$$M_o = A' \times \sigma_s (d-c)$$

Donc : les sections d'armatures seront :

$$A = (Nu \times a_1) / (a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}$$

$$A = (Nu \times a_2) / (a_1 + a_2) \sigma_{s10\%} \quad ; \text{ Avec : } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

**-Remarque :** Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

- **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :

-N : L'effort normal est un effort de compression.

-C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N(d - c') - M_A > (0.33 \times h - 0.81 \times d) b \times h^2 \times \sigma_{bc}$$

**Ou** :  $M_A$  : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$\text{Si : } N(d - c') - M_A > (0.33 \times h - 0.81 \times c') b \times h^2 \times \sigma_{bc}$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = [M_A - (d - 0.5 \times h) b \times h \times \sigma_{bc}] / (d + c) \times \sigma_2$$

$$A = (-Nu \times b \times h \times \sigma_{bc} / \sigma_s) - A'$$

- **Section partiellement comprimée :**

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N(d - c') - M_A \leq (0.33 \times h - 0.81 \times c') b \times h^2 \times \sigma_{bc}$$

**Ou** :  $M_A$  : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_A = M_g + N(d - h/2)$$

$$A = A'_f \quad ; \quad A = A'_f - N / \sigma_s^-$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\sigma_1 = (N/a \times h) + (6 \times M/a \times h^2) \rightarrow \text{pour les voiles pleins.}$$

$$\sigma_2 = (N/a \times h) - (6 \times M/a \times h^2) \rightarrow \text{pour les voiles pleins.}$$

$$1^{er} \text{ cas (S.p.c) : } \sigma_1 \geq 0 \ ; \ \sigma_2 \leq 0 \ ; \ l_t = h \times |\sigma_2| / (|\sigma_1| + |\sigma_2|)$$

$$2^{eme} \text{ cas (S.E.T) : } \sigma_1 \leq 0 \ ; \ \sigma_2 \leq 0 \ ; \ l_t = h$$

$$3^{eme} \text{ cas (S.E.C) : } \sigma_1 \geq 0 \ ; \ \sigma_2 \geq 0 \ ; \ l_t = 0$$

$$A_{\min 1}^{RPA} = 0.002 \times a \times l_t$$

$$A_{\min 2}^{\text{RPA}} = 0.0015 \times a \times h$$

$$A_{\min 3}^{\text{RPA}} = 0.001 \times a \times h \text{ (en zone courante)}$$

- **Aciers horizontaux :**

-Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.

-Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\emptyset$ .

-Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**-Règles communes :** L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5a \quad (a : \text{Epaisseur du voile}).$$

$$S \leq 30$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ❖ 40  $\emptyset$  pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- ❖ 20  $\emptyset$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles des charges.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur  $d$  est déterminée à partir de :

$$d \leq \min (h_e / 2 ; 2 l' / 3 )$$

Où  $l'$  : la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en deux zones.

➤ VII.4.3.4. Armatures verticales :

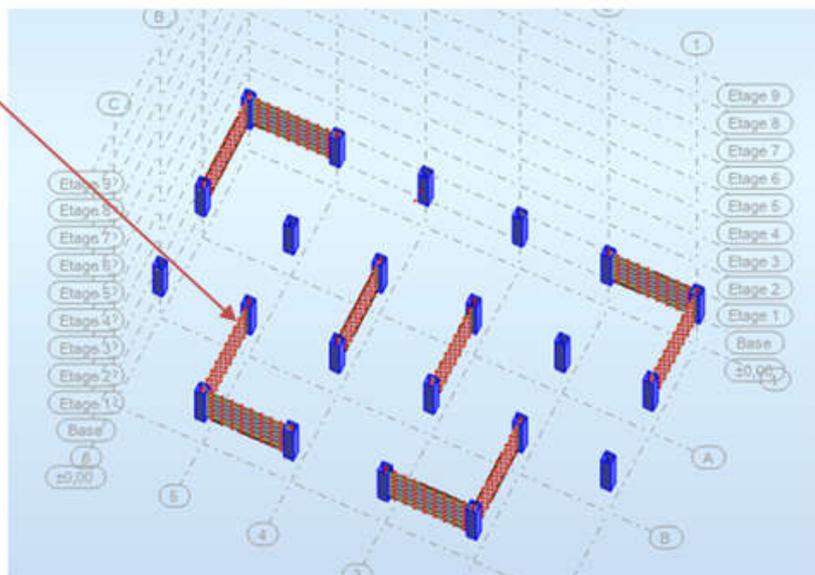
Exemple :

Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL 91

Soit le voile 'VL (L = 4.9m)

G+Q+ E

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC



NIVEAU	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)
RDC	1054.3	568.2	288.2

$$\rightarrow M_{\max} = 1054.3 \text{ KN.m} \quad ; \quad \rightarrow N_{\text{coor}} = 568.2 \text{ KN.m}$$

$$h = 4.40 \text{ m} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 4.35 \text{ m} \quad ; \quad a = 0.15 \text{ m}$$

▪ **VII.4.3.4.1. Détermination de l'excentricité :**

$$e = M/N = 1054.3 / 568.2 = 1.856 \text{ m} < L$$

$$A = (0.337 \times h - 0.81 \times c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 4.40 - 0.81 \times 0.05) \times 0.15 \times 4.4 \times 18.5 \times 10^3$$

$$A = 13652.3 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u(d-h/2) = 1054.3 + 568.2(4.35 - 4.40/2)$$

$$M_{ua} = 2275.93 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$B = 568.2 \times (4.35 - 0.05) - 2275.93$$

$$B = 167.33 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$  donc la section est partiellement comprimée.

▪ **VII.4.3.4.2. Vérification de flambement :**

$$L_f/h \leq \max(15 ; 20 \times e/h)$$

$$20 \times e/h = 20 \times 1.856 / 4.40 = 8.44$$

$$L_f/h = 0.31$$

$$L_f/h \leq \max(15 ; 7.58) \rightarrow (cv)$$

▪ VII.4.3.4.3. Calcul de ferrailage :

✓ Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_A = M_{ua} + N (d-h/2) = 2275.93 + 568.2 (4.35-2.2)=3497.56 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18.5 \text{ MPa (cas accidentel)}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{ cas accidentel})$$

$$\mu = M_A / b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 3497.56 \times 10^3 / 15 \times 435^2 \times 18.5 = 0.066$$

$$\mu = 0.066 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{Pas d'armatures comprimées})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.066}) = 0.085$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 4.35 (1 - 0.4 \times 0.085) = 4.20 \text{ m}$$

$$A_f = M_{ua} / (Z \times f_{st}) = 2275.93 \times 10^3 / (4.20 \times 400) = 13.92 \times 10^{-4} = 13.54 \text{ m}^2$$

✓ Calcul des armatures à la flexion composée :

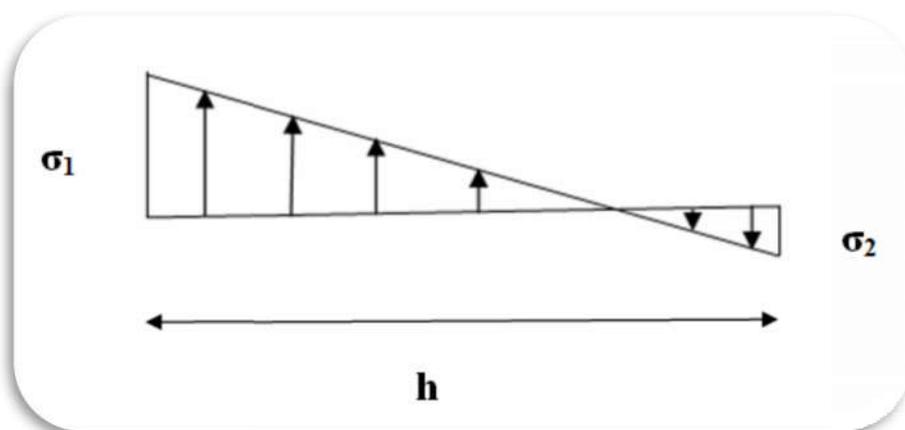
$$A_{cal} = A_f - N / 100 \sigma_s = 13.54 - 568.2 \times 10^3 / 100 \times 400 = -0.665 \text{ cm}^2$$

✓ L'armature verticale minimale:

-D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**

$$\sigma_1 = N / ah + 6M / ah^2 = (568.2 \times 10^3 / 150 \times 4400) + (6 \times 1054.3 \times 10^6 / 150 \times 4900^2) = 2.617 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = N / ah - 6M / ah^2 = (568.2 \times 10^3 / 150 \times 4400) - (6 \times 1054.3 \times 10^6 / 150 \times 4900^2) = -0.895 \text{ MPa}$$



$$\sigma_1 > 0 ; \sigma_2 \leq 0 ; lt = h \times \left| \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \right| + \left| \sigma_2 \right| = 4.4 \times 0.895 / 2.617 + 0.895 = 1.21 \text{ m}$$

Alors :  $A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.002 \times a \times lt = 0.002 \times 15 \times 121 = 3.63 \text{ cm}^2$

✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile : 0.15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^{\text{g}} = 0.0015 \times a \times h = 0.0015 \times 15 \times 440 = 9.90 \text{ cm}^2$$

✓ Résultats final :

Dans la zone tendue :  $A = \max (A_{\text{cal}} , A_{\min}^{\text{RPA}}) = 3.63 \text{ cm}^2$

En zone courante :

$$h' = h - 2lt > 0 = 4.40 - 2 \times 1.21 = 1.98 \text{ m}$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \times b \times h' = 0.001 \times 15 \times 198 = 2.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_{\text{c}} > A_{\min}^{\text{g}}$$

$$A_{\text{total}} = 2 \times 3.63 + 2.97 = 10.23 \text{ cm}^2 > A_{\min}^{\text{g}} = 9.90 \text{ cm}^2$$

#### ▪ VII.4.3.4.4. L'espacement :

-d'après (RPA99 version 2003) :

$$S < \min (1.5a ; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 15 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre :  $S = 20 \text{ cm}$

-Dans la zone h/10 :

$$D \leq S/2 = 20/2 = 10 \text{ cm}$$

On prendre :  $D = 10 \text{ cm}$

$$A_{\text{nap 1}} = A_{\text{nap 2}} = 10.23 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\text{nap 1}} = 8\text{HA}10 + 8\text{HA}10 = 12.56 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{nap 2}} = 8\text{HA}10 + 8\text{HA}10 = 12.56 \text{ cm}^2$$

-Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_b^- = 0.2f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 1.4T_{\text{cal}} / ad = 1.4 \times 288.2 \times 10^3 / 150 \times 4350 = 0.62 \text{ Mpa}$$

**a** : épaisseur du voile (a = 15 cm)

**h** : longueur totale de la section tout (h = 440cm)

-Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur

Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\text{min}}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

-En zone courante:

$$A_{\text{min}}^c = 0.001 \times a \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_{\text{hor}} = 10\phi 4 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

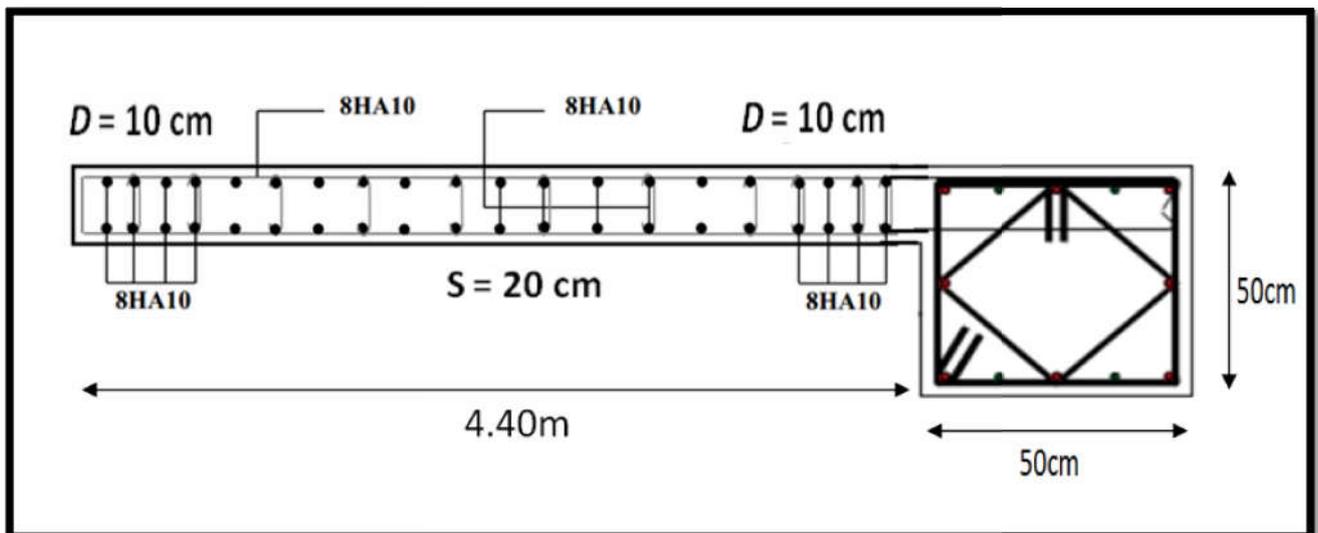


Figure VII.4. Ferrailage de la voile.

***Chapitre VIII***  
***ETUDE DE FONDATION***

---

## ETUDE DE FONDATION :

### VIII.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble. L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ✓ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ✓ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ✓ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble.

#### ➤ VIII.1.1.Différents types de fondations :

- ✓ Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- ✓ Semi profondes (les puits).
- ✓ Profondes (les pieux).
- ✓ Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

#### ➤ VIII .1.2.Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : \* ALGER \* Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- contrainte admissible :  $Q=1.7$  bars pour l'ensemble du site.

- types de sol : classé dans la catégorie S3 (site meuble).

### VIII .2. Etude des fondations :

#### ➤ VIII .2.1. Charge admissible au sol : ( $\sigma_{sol}$ )

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé.  $\sigma_{sol} = 1.7$  bars.

### ➤ VIII .2.2.Choix du type de fondation :

✚ Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ✓ Le poids de la structure.
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ L'économie dans la réalisation.
- ✓ La rapidité et la facilité d'exécution.
- ✓ Stabilité totale de L'ouvrage.

✚ Choix de type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.7 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ✓ Semelle filante.
- ✓ Semelle isolé.
- ✓ Radier général.

Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser : **(Le radier général)**.

### ➤ VIII.2.3.Radiers :

#### ● VIII .2.3.1.Généralités :

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment.il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol. Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement.
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

#### ● VIII .2.3.2.Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement

Général de la construction ;

- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche

Pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

• **VIII .2.3.3. Critères de choix :**

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- ✓ le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- ✓ les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- ✓ l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- ✓ la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- ✓ Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- ✓ Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

• **VIII .2.3.4. Justification :**

Si  $S_{\text{semelle}}^{\text{total}} / S^{\text{total}} \geq 50\%$  ..... (Radier général)

$N_{\text{ser}} (\text{max}) = N_G + N_Q = 1360.66 \text{ kn}$

$\sigma_{\text{sol}} = 1.7 \text{ bars}$

N=Nombre de poteaux au niveau de étage = 22.

**-Surface de semelle (S semelle):**

$S_{\text{semelle}} \geq N_{\text{ser}} / \sigma_{\text{sol}} = 1360.66 \times 10^{-3} / 0.17 = 8.004 \text{ m}^2$

$S = A \times B$  (semelle carrée  $A=B$ )

$A^2 = 8.004 \rightarrow A = 2.83 \text{ m}$

$S_{\text{semelle}}^{\text{total}} = N \times S = 22 \times 8.004 = 176.088 \text{ m}^2$

**-Surface du bâtiment total :**

$S^{\text{total}} = (L_x \times L_y) - (l_x \times l_y) = (23.60 \times 14.80) - 2(4.90 \times 4.50) = 305.18 \text{ m}^2$

$S_{\text{semelle}}^{\text{total}} / S^{\text{total}} = 176.088 / 305.18 = 57.70 \% > 50 \%$  (Radier général)

➤ **VIII .2.4.Calcul le Radier :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier.

• **VIII .2.4.1.Combinaison D'action :**

- ✓ Pour le dimensionnement      ELS (G+Q).
- ✓ Pour le Ferrailage                ELU (1.35G + 1.5Q).
- ✓ Accidentelle (0.8G ± E)        pour la vérification.

• **VIII .2.4.2.Pré dimensionnement :**

**a. Epaisseur du radier :**

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes.

**b. Condition forfaitaire :**

**\*Sous voiles :**  $L_{\max}/8 \leq h_r \leq L_{\max}/5$

- $h_r$  : Épaisseur du radier.
- $L_{\max}$  : le plus grand travail.

$L_{\max} = 490\text{cm} \rightarrow 61.25 \text{ cm} \leq h_r \leq 98 \text{ cm}$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h_r = 70 \text{ cm}$

**\*Sous poteaux :**

- **La dalle :** La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$h_r \geq L_{\max} / 20 = 490 / 20 = 24.50 \text{ cm}$

**Avec :**  $L_{\max}$  : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est :  $h_r = 70 \text{ cm}$

- **VIII .2.4.3.Calcul de la surface minimale du radier :**

**a) Détermination des efforts :**

**ELU:** Nu= 18673.383KN

**ELS:** Ns= 13606.580KN

**ELU :**  $S_{\text{radier}} \geq Nu / 1.33\sigma_{\text{sol}} = 18673.383 / 1.33 \times 170 = 82.589 \text{ m}^2$

**ELS:**  $S_{\text{radier}} \geq Ns / 1.33\sigma_{\text{sol}} = 13606.58 / 1.33 \times 170 = 60.179 \text{ m}^2$

$S_{\text{bâtiment}} = 305.18 \text{ m}^2 > \max (s1 ;s2) = 82.589 \text{ m}^2$

**Alors :** La surface de bâtiment > la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (Lx + Ly)$$

Lx: longueur en plan (23.60 m).

Ly: largeur en plan (14.80 m).

➤ **Calcul de débordement D :**

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm})$ . Où:  $h_r = 0.70\text{m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (35\text{cm} ; 30 \text{ cm})$ .

**On prend :** D = 0.4 m alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (Lx + Ly) = 305.18 + 0.4 \times 2 \times (23.60 + 14.80) = 335.90 \text{ m}^2$$

**-Poids du radier :**

$$G = (335.90 \times 0.70 \times 25) = 5878.25 \text{ KN}$$

**-Combinaison d'action :**

$$Nu = 18673.383 + 1.35 (5878.25) = 26609.02 \text{ KN}$$

$$N_s = 13606.580 + 26609.02 = 40215.60 \text{ KN}$$

➤ **VIII .2.5. Vérifications de radier :**

• **VIII .2.5.1.Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = v_u / bd \leq \min (0.15 \times f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{BAEL 91 (Art : 5.1) :}$$

**Avec :**  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 h = 45 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = q_u \times L_{max} / 2 = N_u \times b \times L_{max} / 2 \times S_{radier} = 26609.02 \times 1 \times 4.9 / 2 \times 335.90$$

$$T_u^{max} = 194.08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 194.08 \times 10^3 / 1000 \times 450 = 0.43 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots (cv)$$

• **VIII .2.5.2.Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°

La Vérification se fait pour le voile ou de Poteau la plus sollicité a L'ELU). Nous devons

Vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

**Avec :**

$N_u$  : Charge revenant plus chargé.

$\mu_c$  : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a+b+2hr)$$

✓ **Vérification pour les Voiles :**

$$\mu_c = 2(0.15+4.4+2 \times 0.70) = 11.90 \text{ m}$$

$$N_u = 1054.3 \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 5431.03 \text{ KN} \dots\dots (cv)$$

✓ **Vérification pour les Peteau :**

$$\mu_c = 2(0.50 + 0.50 + 2 \times 0.70) = 4.80 \text{ m}$$

$$N_u = 2603.6 \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 2608.96 \text{ KN} \quad \dots (cv)$$

**Donc :** La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

• **VIII .2.5.3.Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times z = 1.5 \times 335.90 \times 10 \times 1.8 = 9069.30 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier = NG + G<sub>radier</sub>

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ )

Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 1.8 m)

$$G = 22290.45 \text{ KN} > 9069.30 \text{ KN}$$

→ Pas de risque de soulèvement de la structure.

• **VIII .2.5.4.Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :**

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$e = M/N \leq L/4$  → e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

$$N = 3582.47 \text{ KN}$$

$M_x = 1369.54 \text{ KN}$

$M_y = 1369.54 \text{ KN}$

	<i>Sens(X-X)</i>	<i>Sens (Y-Y)</i>
<i>N (KN)</i>	3582.47	3582.47
<i>M (KN.m)</i>	1369.54	1369.54
<i>e(m)</i>	1.10	0.54
<i>L/4(m)</i>	5.90	3.70
<i>Condition</i>	vérifier	vérifier

Tableau VIII.1.: résultat du M et T.

-Les moments d’inertie suivant les deux directions sont :

$I_{x-x} = b \times h^3 / 12 = 6375.52 \text{ m}^4$

$I_{y-y} = b \times h^3 / 12 = 16211.25 \text{ m}^4$

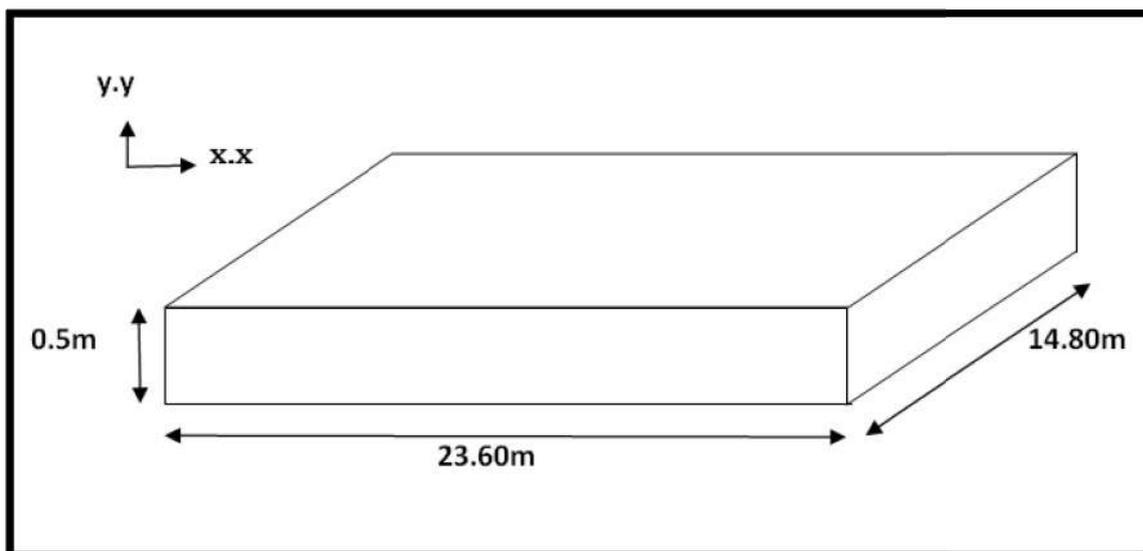


Figure VIII.1.schéma de radier.

-Le centre de gravité :

$$X = \sum S_i \times X_i / \sum S_i = 11$$

$$y = \sum S_i \times y_i / \sum S_i = 4.07$$

	Centre de gravite du radier	Centre de gravite du bâtiment
$x_g$	<b>11.80</b>	<b>11</b>
$y_g$	<b>7.40</b>	<b>4.70</b>

$$\sigma_m \leq \sigma_{sol} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = N/S_{rad} \pm M \times V/I \quad ; \quad \sigma_m = 3\sigma_1 + \sigma_2/4$$

$$\sigma_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 170 = 226.10 \text{ KN/m}$$

	I (m <sup>4</sup> )	N(KN)	M (KN.m)	S <sub>rad</sub> (m <sup>2</sup> )
<b>X-X</b>	6375.52	3582.47	1369.54	305.18
<b>Y-Y</b>	16211.25	3582.47	1369.54	305.18

	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{sol}$	$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$
X-X	121.56	113.22	119.48	226.10	cv
Y-Y	121.56	113.22	119.48	226.10	cv

Tableau VIII.2: Vérification au non soulèvement des fondations.

### VIII .3. Ferrailage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x, \mu_y$  qui dépend du rapport ( $\rho=LX / LY$ ). et du coefficient de POISSON ( $\nu$ )

• **VIII .3.1.Méthodes de calcul :**

-Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

-Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$  : sont des coefficients en fonction de  $\alpha = l_x/l_y$  et  $\nu$  (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

✓ **Calcul des moments fléchissant :**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$	$q_{ser} = (G + Q)/S_{rad}$
$q_u = 268.39$	$q_{ser} = 198.19$

• **VIII .3.2.Ferrailage de la dalle de radier :**

Le plus grand panneau est le panneau du  $(4.90 \times 4.90) \text{ m}^2$ .

L'ELU :  $v = 0$  ;  $q_u = 268.39 \text{ KN/m}$

$\alpha = 4.90/4.90 = 1 > 0.4 \rightarrow$  lors le panneau travaille dans les deux sens.

-A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0213$$

$$\mu_y = 0.0213$$

-Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0213 \times 268.39 \times 4.9^2 = 137.26 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.0213 \times 137.26 = 2.92 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 137.26 = 116.67 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 2.92 = 2.48 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 137.26 = 41.18 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = M/b \times d^2 \times \sigma_b ; \sigma_b = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; Z = d (1 - 0.4 \alpha) ; A_s = M / (Z \times \sigma_s)$$

$$b = 100 \text{ cm} ; \phi_x \leq h / 10 = 490 / 10 = 49 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \phi_x / 2 = 50 - 5 - (4.9 / 2) = 42.55 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - (\phi_x + \phi_y) / 2 = 42.55 - 5 = 37.55 \text{ cm}$$

➤ **Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d (f_{t28} / f_e)$$

$$\text{-Sens- X : } A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 42.55 (2.10 / 400) = 5.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Sens- y : } A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 37.55 (2.10 / 400) = 4.53 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4) :**

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 4.90 \text{ cm}^2$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (KN x m)	41.18	116.67	41.18	105.30
$\mu$	0.016	0.045	0.021	0.0012
$\mu < \mu_l$	CV	CV	CV	CV
$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	00	00	00	00
$\alpha$	0.025	0.063	0.038	0.013
B	0.990	0.975	0.985	0.995
$\sigma_s$	348	348	348	348
$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2.81	9.13	2.82	12.19
$A_{s \text{ MIN}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	5.12	5.12	4.53	4.53
Choix des barres/ml	5 HA 12	6 HA 16	5 HA 12	3 HA 14+3HA 20
$A_{s \text{ corres}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	5.65	12.06	5.65	14.04
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau VIII.3: résultat des ferrailages de radier a L'ELU.

**L'ELS** :  $v=0.2$  ;  $q_s = 198.19 \text{ KN/m}$

$\alpha = 4.9/4.9 = 1 > 0.4 \rightarrow$  Alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\sigma_b = 0.6 f_{t28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\sigma_s = \min [ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} ] \text{ FeE400} \rightarrow \eta = 1.6$$

$$\sigma_s = \min [ 266.67 ; 201.63 ] \rightarrow \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

**-A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,068$$

$$\mu_y = 0,458$$

-donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,068 \times 198.19 \times 4.9^2 = 323.58 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0,068 \times 323.58 = 22.00 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 323.58 = 275.04 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 22.00 = 18.70 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 323.58 = 97.07 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Calcul des armatures :**

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (KN ×m)	97.07	275.04	97.07	18.70
μ	0.020	0.058	0.020	0.039
μ < μ <sub>l</sub>	cv	cv	cv	cv
A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	00	00	00	00
α	0.025	0.075	0.025	0.050
B	0.99	0.97	0.99	0.98
σ <sub>s</sub>	348	348	348	348
As (cm <sup>2</sup> /ml)	6.62	18.75	7.50	12.06
As <sub>MIN</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	5.90	5.90	5.20	5.20
Choix des barres/ml	5 HA 14	6HA 20	5 HA 14	3 HA 14+3HA 20
As <sub>corres</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	7.70	18.85	7.70	14.04
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau VIII.4: résultat des ferrailages de radier a L'ELS.

• **VIII .3.3.Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**BAEL 91(A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = T_u / b \times d \quad \dots\dots\dots(\text{Art.5.1.1})$$

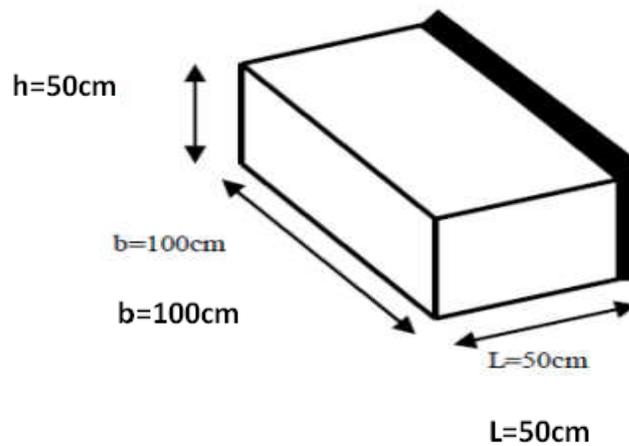
$$T_u = p_u \times l_x \times l_y / 2 l_y + l_x = 141.21 \times 4.90 \times 4.90 / 2 \times 4.90 + 4.90 = 230.64 \text{kn}$$

$$\tau_u = 230.64 \times 10^3 / 1000 \times 450 = 0.513 \text{ MPa} < \min (0.15 \times f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \dots \text{cv}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

• **VIII .3.4. Etude de débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.50 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre limer.



$$h = 0.50 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0.9h = 0.45 \text{ m} ; L = 0.50 \text{ m}$$

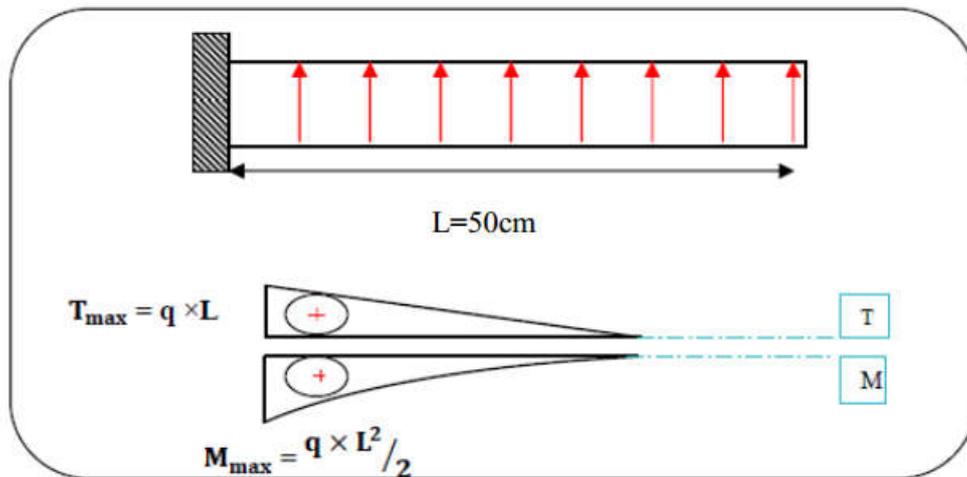


Figure VIII.2. schéma isostatique et sollicitations de les débords.

-L'ELU :

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 268.39 \times 0.5^2 / 2 = 33.55 \text{ kn.m}$$

-L'E LS : (fissuration préjudiciable)

$$M_{\max} = q_s \times L^2 / 2 = 198.19 \times 0.5^2 / 2 = 24.77 \text{ kn.m}$$

	M max	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	Section adoptée	$A_{Adop}$ ( $cm^2$ )
ELU	33.55	0.012	0.015	0.994	2.14	5.43	5HA12	5.65
ELS	24.77	0.007	0.009	0.996	1.58	5.43	5HA12	5.65

Tableau VIII.5: résultat des ferrailages de débord du radier.

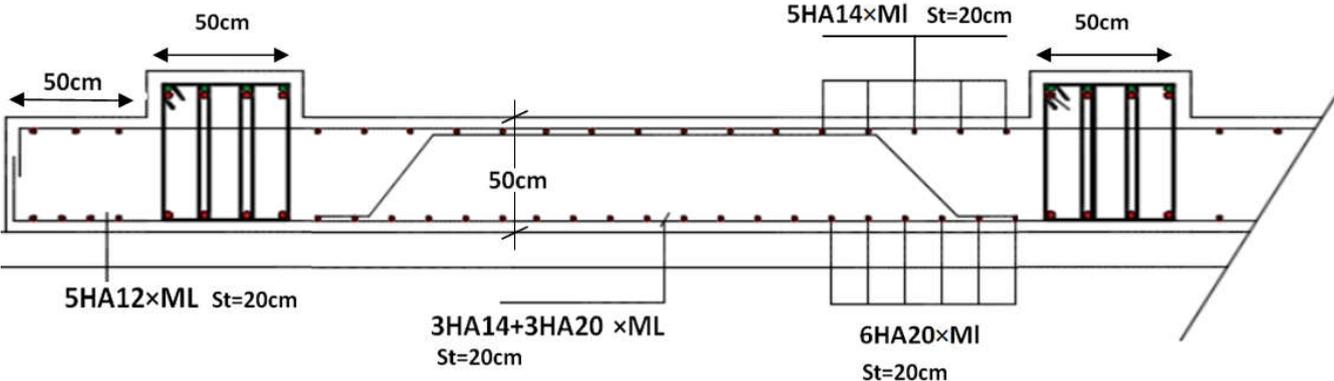


Figure VIII.3 : Schéma ferrailage du radier.

# conclusion générale :

---

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ROBOT afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera un référence pour d'autres projets de fin d'études.

# Bibliographie :

---

### **Les règlements :**

- RPA99/Version2003 : règlement parasismique algérien.
- D.T.R.B.C .2.2: Document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).
- BAEL91 : béton armé aux états limites.
- RNV 1999:Règlement neige et vent.

### **Cours :**

- Béton armé.
- Résistance des matériaux.
- Dynamique des structures.

### **Logiciels :**

- ROBOT 2011
- AUTOCAD 2016
- WORD 2007

*Annexe :*

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33