

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA**



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées  
Département de génie civil

**Mémoire de fin d'étude**

Présenté par :

**-Sedjal Ahmed**

**-Bouruis Samir**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en :

Filière : **GENIE CIVIL**

Option : Structures

**Thème :**

**Etude d'un bâtiment en béton armé de forme irrégulière  
(RDC+11etage + s-sol) à usage multiple contreventée par des  
voiles porteurs**

**Devant le jury composé de :**

Mr Ghrnaout Redouane	MCA	UAMOB	Président
Mr Abdelhamid Abdelmalek	MAA	UAMOB	Encadreur
Mr Adjrad Mahmoud	MCA	UAMOB	Co- Encadreur
Mr Bouamra Youcef	DOC	UAMOB	Examineur

**Année Universitaire 2018/2019**



## Remerciements

*A l'issue de ce travail, nous remercions, en premier lieu, le bon Dieu de nous avoir donné la force et le courage de le mener à terme.*

*Nous tenons aussi à exprimer toutes nos gratitudes et nos vifs remerciements à notre encadreur Mr. Abdelhamid Abdelmalek et Mr : Adjrad mahmoud, pour ses suivis et ses conseils précieux pour Réaliser notre projet durant cette période.*

*Nous exprimons également nos sincères remerciements aux membres du jury pour leur évaluation et leur appréciation de ce travail. Nous voudrions également remercier toute l'équipe pédagogique du département de génie civil qui a assuré notre formation.*

*Sans oublier le groupe d'ingénieurs Bureau des études de génie civil (Scp Techno-bat Scp Techno-bat).*

*Nous exprimons également notre gratitude à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la bonne réalisation de notre projet.*



# ***DEDICACE***

*Je dédie ce modeste travail.*

*A notre cher parent, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.*

*A notre chère sœur et chers frères pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral.*

*A toute notre famille pour leur soutien tout au long de notre parcours universitaire.*

*A tous nos amis et collègues ou qu'ils soient et ou qu'ils soient.*

*A tous les étudiants de la promotion 2018/2019 filière : génie civil.*

*A tous ceux qui nous ont donné la force de continuer sois par un mot ou un geste.*

*Merci d'être toujours là pour nous.*

*B.Samir*

# ***DEDICACE***

*Je dédie ce modeste travail.*

*A notre cher parent, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.*

*A notre chère sœur et chers frères pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral.*

*A toute notre famille pour leur soutien tout au long de notre parcours universitaire.*

*A tous nos amis et collègues ou qu'ils soient et ou qu'ils soient.*

*A tous les étudiants de la promotion 2018/2019 filière : génie civil.*

*A tous ceux qui nous ont donné la force de continuer sois par un mot ou un geste.*

*Merci d'être toujours là pour nous.*

**S.Ahmed**

# Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure irrégulière à usage multiple (commercial, résidentiel) composée d'un R+11+ sous sol + qui sera implantée dans la wilaya de Boumerdace cité Aïn Abdellah ; Classée zone III selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 VERSION 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles de contreventement.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été menées par le logiciel ETABS.V9.7.4.

Le calcul des dimensions et de ferraillement de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (CBA93 BEAL 91 modifiée 99, RPA 99 version 2003).

Pour le calcul et la vérification du ferraillement des portiques nous avons utilisé le logiciel (SOCOTEC).

Enfin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

# Abstract

The aim of this study is the conception of irregular structure used for ( commercial, residential).

It composed of R + 11 stories + one underground that will be established in boumerdace cité ain abdellah state which is classified in zone III according to the Algerians rules against of quake ( RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams , columns and the walls . the study and the analysis of this plan had been established by software ETABS.V9.7.4.

The calculations of detentions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in famous strengths in Algeria (CBA 93 , BAEL91 modified99 , RPA – Version 2003).

About the checking of reinforcement , we used software SOCOTEC.

At the end , the study of the elements of the underground, namely the foundations, also part from this project.

# مأخذ

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية غير منتظمة ذات طابع متنوع ( تجاري , سكني ) تتألف من طابق التحت الأرضي +طابق ارضي سفلي + 11طوابق يتم انجازها بولاية بومرداس حي عين عب الله المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 Version 2003).

مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج آلي ETABS V9.7.4 .

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبنائية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

(BAEL 91 modifier 99,CBA 93 et RPA 99 modifier 2003).

للتحقق من نتائج التسليح استعنا بواسطة برنامج آلي SOCOTEC .

دراسة الطوابق المشكلة لقاعدة البناية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

## Table des matières

---

### **Chapitre I :**

I.1	Présentation de l'ouvrage : .....	1
I.2	Conception structurelle : .....	2
I.2.1	Paramètres géométriques de l'ouvrage : .....	2
I.2.2	Données sismique de la structure : .....	2
I.3	Caractéristiques mécaniques des matériaux : .....	2
I.3.1	Béton: .....	2
I.3.2	Résistance caractéristique du béton à la compression : .....	2
I.3.3	La résistance caractéristique du béton à la traction: .....	3
I.4	Module de déformation longitudinale: .....	3
I.4.1	Module de déformation instantanée : .....	3
I.4.2	Module de déformation différée : .....	3
I.4.3	Module de déformation transversale: .....	4
I.5	Hypothèse de calcul .....	4
I.5.1	A l'ELU : .....	4
I.5.2	A l'ELS : .....	5
I.6	Contrainte limite de cisaillement du béton : .....	5
I.7	Acier : .....	5
I.7.1	Généralités : .....	5
I.7.2	Module d'élasticité longitudinale de l'acier : .....	6
I.7.3	Contraintes limites : .....	6
I.7.3.1	Contraintes limites ultimes : .....	6
I.7.3.2	Contrainte limite de service : .....	6
I.8	Diagramme contraintes déformations de l'acier : .....	7
I.9	Réglementation utilisée : .....	7

### **Chapitre II :**

II.1	Introduction : .....	8
II.2	Pré dimensionnement des éléments secondaires : .....	8
II.2.1	Les Planchers.....	8
II.2.2	Planchers à dalle pleine : .....	8



## Table des matières

---

II.2.3	Les balcons: .....	9
II.2.4	Les poutres : .....	10
II.2.5	Les escaliers : .....	11
II.2.6	Caractéristiques techniques : .....	11
II.2.7	L'acrotère: .....	13
II.2.8	Les voiles: .....	14
II.3	Evaluation des charges et des surcharges : .....	
II.3.1	Les charges d'exploitation : .....	16
II.3.2	Les charges permanentes: .....	16
II.3.2.1	Plancher terrasse inaccessible : .....	16
II.3.2.2	Plancher terrasse accessible: .....	17
II.3.2.3	Balcon: .....	18
II.3.2.4	Murs en maçonnerie : .....	18
II.3.2.5	Les escaliers : .....	20
II.3.2.6	L'acrotère: .....	20
II.4	Pré dimensionnement des poteaux: .....	21
II.4.1	Principe : .....	21
II.4.2	Étapes de pré dimensionnement : .....	21
II.4.3	La formule générale : .....	21
II.4.4	Loi de dégression : .....	22
II.4.5	Vérification des sections : .....	27
<b><u>Chapitre III :</u></b>		
III.1	Introduction : .....	30
III.2	L'Acrotère: .....	30
III.2.1	Introduction : .....	30
III.2.2	Détermination des sollicitations: .....	31
III.2.3	Calcul de la force sismique F (RPA art 6.2.3) : .....	31
III.2.4	Combinaison de sollicitation : .....	32
III.2.5	Ferraillage de l'acrotère: .....	32
III.2.6	Les Vérifications: .....	33
III.2.7	Vérification à L'ELS : .....	34

## Table des matières

---

III.3	Etude des balcons : .....	38
III.3.1	Evaluation des actions : .....	38
III.3.2	Calcul des sollicitations .....	38
III.3.3	Les Ferrailage : .....	41
III.3.4	Vérifications : .....	42
III.3.5	Schéma de ferrailage pour le balcon .....	44
III.4	Calcul des escaliers : .....	45
III.4.1	Calcul des sollicitations.....	45
III.4.1.1	Type 1 : (e = 20 cm ).....	45
III.4.1.2	Ferrailage .....	48
III.4.1.3	les Vérification : .....	50
III.4.2	Calcul des sollicitations: .....	53
III.4.2.1	Type 2: (e = 20 cm ).....	53
III.4.2.2	Ferrailage A ELU: .....	57
III.4.3	Étude de la poutre chinage : .....	62
III.4.3.1	Ferrailage A ELU : .....	64
III.4.3.2	Les Vérification .....	65
III.5	Les plancher:.....	68
III.5.1	Etude de Plancher : .....	68
III.5.2	Calcul des poutrelles : .....	69
III.5.3	Pré dimensionnement des poutrelles : .....	69
III.5.4	Charges et surcharges : .....	71
III.5.5	Calcul des efforts tranchants et moments max en travée : .....	71
III.5.6	calcul des sollicitations : .....	73
III.5.7	Choix de la méthode de calcul : .....	73
III.5.8	Ferrailage des poutrelles : .....	77
III.5.9	Les Verifications:.....	79
III.5.10	ferrailage de plancher:.....	83
III.6	Plancher en dalle pleine : .....	84
III.6.1	Méthode de Pigeaud : .....	84
III.6.2	Ferrailage de la dalle : .....	85

## Table des matières

---

III.6.3	Les Vérifications.....	86
III.6.4	:Schéma de ferrailage:.....	87
III.7	Etude de la salle machine : .....	88
III.7.1	Introduction : .....	88
III.7.2	Dimensionnement :.....	88
III.7.3	Calcul des sollicitations .....	89
III.7.4	Evaluation des moments a l'ELU:.....	89
III.7.5	Calcul des armatures : .....	90
III.7.6	Schéma de ferrailage :.....	92
<b><u>Chapitre IV :</u></b>		
IV.1	Etude dynamique .....	94
IV.1.1	Introduction .....	94
IV.1.2	Objectifs de l'étude dynamique .....	94
IV.1.3	Modélisation de la structure étudiée .....	94
IV.1.3.1	Description du logiciel ETABS .....	94
IV.1.3.2	Modélisation des éléments structuraux :.....	95
IV.1.3.3	Modélisation de la masse .....	95
IV.1.4	Caractéristiques géométriques de la structure .....	97
IV.1.4.1	Centre de masse .....	97
IV.1.4.2	Centre de torsion :.....	98
IV.1.5	Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires .....	99
IV.1.5.1	Mode de vibrations et taux de participation des masses .....	99
IV.2	Etude sismique :.....	103
IV.2.1	Introduction : .....	103
IV.2.2	La résultante des forces sismiques : .....	103
IV.2.3	Méthode d'analyse modale spectrale : .....	104

## Table des matières

---

### **Chapitre V :**

V.1	Introduction : .....	122
V.2	Ferraillage des poteaux : .....	122
V.2.1	Ferraillage longitudinale .....	123
V.2.2	Ferraillage transversal .....	131
V.2.3	Vérification .....	133
V.2.4	Schéma de ferraillage des poteaux .....	136
V.2	Ferraillage des poutres .....	138
V.2.1	Recommandation du RPA99 (Version 2003): .....	138
V.2.2	Recommandation du BAEL 91 : .....	139
V.2.3	Exemple de calcul : .....	140
V.2.4	Vérification : .....	149
V.2.5	Schéma de ferraillage des poutres : .....	153
V.3	Ferraillage des voiles : .....	155
V.3.1	Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales : .....	155
V.3.2	Rôle de contreventement : .....	156
V.3.3	Combinaison : .....	156
V.3.4	Prescriptions imposées le RPA99 : .....	156
V.3.5	Méthode de calcul : .....	157
V.3.6	Ferraillage horizontal à l'effort tranchant : .....	159
V.3.7	Ferraillage des voiles et vérification des contraintes : .....	171
V.3.8	Vérification à l'ELU et l'ELS : .....	174
V.3.9	Schéma de ferraillage des voiles : .....	175

### **Chapitre VI :**

VI.1	Etude de l'infrastructure: .....	176
VI.2	Introduction : .....	176
VI.2.1	Etude de sol : .....	176
VI.2.2	Stabilité des fondations : .....	176
VI.2.3	Facteurs de choix du type de fondation : .....	177
VI.2.4	Choix de type de fondations : .....	177
VI.2.5	Etude du radier général : .....	180

## Table des matières

---

VI.2.6	Ferraillage du radier : .....	188
VI.2.7	Ferraillage de la dalle du radier : .....	188
VI.2.8	Ferraillage de débord du radier : .....	191
VI.2.9	Schéma de ferraillage du radier : .....	193
VI.3	Étude de la nervure : .....	194
VI.3.1.1	Calcul des charges revenant à la nervure : .....	194
VI.3.1.2	Ferraillage de la nervure : .....	194
VI.3.2	Schéma de ferraillage de la nervure : .....	196
VI.4	Voile périphérique : .....	197
VI.4.1	Introduction : .....	197
VI.4.2	Pré dimensionnement : .....	197
VI.4.3	Evaluation des charges : .....	198
VI.4.4	Caractéristique du sol : .....	198
VI.4.5	Calcul de la force de poussée : .....	198
VI.4.6	Calcul ferraillage .....	198
VI.4.7	Calcul du ferraillage : .....	200
VI.4.8	LES Vérification: .....	201
VI.4.9	Schéma de ferraillage : .....	202

### **Cnonclusion général**

## La liste des tableaux

---

### **Chapitre II :**

Tableau. II. 1:Dimension des poutres.....	11
Tableau. II. 2:Détermination des dimensions des escaliers .....	13
Tableau. II. 3: Evaluation des charges d'exploitation.....	16
Tableau. II. 4: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse .....	17
Tableau. II. 5:Evaluation des charges permanentes du plancher courant .....	17
Tableau. II. 6: Evaluation des charges permanentes du balcon .....	18
Tableau. II. 7: Evaluation des charges permanentes du mur extérieur (double Cloisons).....	18
Tableau. II. 8: Evaluation des charges permanentes du mur intérieur .....	19
Tableau. II. 9: Evaluation des charges permanentes du Palier.....	20
Tableau. II. 10: Evaluation des charges permanentes de volée.....	20
Tableau. II. 11: Dégression des charges d'exploitations .....	23
Tableau. II. 12: Charges permanentes et charges d'exploitation de poteau.....	24
Tableau. II. 13: Calcul de l'effort normal ultime des poteaux .....	27
Tableau. II. 14: Vérification du RPA .....	28
Tableau. II. 15:Vérification du flambement.....	29

### **Chapitre III :**

Tableau. III. 1:tableau des sollicitations.....	40
Tableau. III. 2: Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS.....	43
Tableau. III. 3:Charge permanente et Charge d'exploitation de Paillasse et Palier.....	45
Tableau. III. 4: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	52
Tableau. III. 5: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	53
Tableau. III. 6:Charge permanente et Charge d'exploitation de Paillasse et Palier.....	53
Tableau. III. 7: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	61
Tableau. III. 8: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	61
Tableau. III. 9 :Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	68
Tableau. III. 10:Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 1à l'ELS. ....	77
Tableau. III. 11: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	81
Tableau. III. 12:Dalle pleine sur 3 appuis continus.....	84
Tableau. III. 13: Moments et efforts tranchants dans la dalle .....	85
Tableau. III. 14:Ferraillage de la dalle .....	85
Tableau. III. 15 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS	
l'escalier.:Vérifications des contraintes dans l'acier :.....	86
Tableau. III. 16:Les moments dans les travées et les appuis .....	90
Tableau. III. 17:choix de ferraillage.....	90
Tableau. III. 18:Les moments dans les travées et les appuis.....	92
Tableau. III. 19: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	92

## La liste des tableaux

---

### **Chapitre IV :**

Tableau. IV. 1:centre de masse et de rigidité des différents niveaux (ETABS) .....	98
Tableau. IV. 2:périodes modes et facteurs de participation massique .....	99
Tableau. IV. 3:Comportement de système de contreventement sous charge verticales.....	102
Tableau. IV. 4: Comportement du système de contreventement sous charge horizontales ..	103
Tableau. IV. 5: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX).....	105
Tableau. IV. 6 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens <i>transversal</i> (YY) .....	106
Tableau. IV. 7: Combinaisons des réponses modales .....	107
Tableau. IV. 8:Facture de qualité (Q) .....	111
Tableau. IV. 9: Résumé des résultats .....	112
Tableau. IV. 10:l'effort tranchant dynamique et statique .....	112
Tableau. IV. 11:Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX' .....	113
Tableau. IV. 12:Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY' .....	114
Tableau. IV. 13: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX' .....	115
Tableau. IV. 14: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY' .....	115
Tableau. IV. 15:Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX' .....	118
Tableau. IV. 16:Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY' .....	118
Tableau. IV. 17: Moment de renversement dans le sens XX.....	119
Tableau. IV. 18: Moment de renversement dans le sens YY' .....	119
Tableau. IV. 19: Centre de gravité et de torsion .....	120
Tableau. IV. 20:Vérification au renversement dans le sens XX et YY .....	120
Tableau. IV. 21:l'effort normale réduit.....	121

### **Chapitre V :**

Tableau. V. 1: Caractéristiques mécanique des matériaux.....	123
Tableau. V. 2: Ferrailage maximale et minimale.....	124
Tableau. V. 3: Les sollicitations obtenues par ETABS(Situation accidentelle).....	125
Tableau. V. 4: Les sollicitations obtenues par ETABS(Situation durable).....	126
Tableau. V. 5: Ferrailage longitudinal((Situation accidentelle).....	129
Tableau. V. 6: Ferrailage longitudinal((Situation durable).....	130
Tableau. V. 8: Armature transversale (Zone nodale) .....	133
Tableau. V. 7: Armature transversale (Zone courante) .....	133
Tableau. V. 9: Vérification des contraintes .....	134
Tableau. V. 10: Vérification des cisaillements .....	134

## La liste des tableaux

---

Tableau. V. 11: Vérification de l'effort normal ultime .....	136
Tableau. V. 12: combinaisons de charges .....	138
Tableau. V. 16: Ferrailage des poutres poutre secondaire .....	146
Tableau. V. 17: Ferrailage des poutres secondaires liées aux voiles .....	147
Tableau. V. 18 : Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant .....	149
Tableau. V. 19: Vérification de la contrainte de cisaillement .....	150
Tableau. V. 20: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	151
Tableau. V. 21: Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaires à l'ELS.....	151
Tableau. V. 22: les résultats de vérification des contraintes de compression de béton .....	152
Tableau. V. 23: Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 1er type des voiles .....	166
Tableau. V. 24: Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 2eme type des voiles.....	167
Tableau. V. 25: Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 3eme type des voiles.....	168
Tableau. V. 26: Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 4eme type des voiles.....	169
Tableau. V. 27: Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 5eme type des voiles.....	170
Tableau. V. 28: Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 6eme type des voiles.....	170
Tableau. V. 29 : Choix des barres de 1ere type des voiles.....	171
Tableau. V. 30: Choix des barres de 2eme type des voiles .....	171
Tableau. V. 31: Choix des barres de 3eme type des voiles .....	172
Tableau. V. 32: Choix des barres de 4eme type des voiles .....	172
Tableau. V. 33: Choix des barres de 5eme type des voiles .....	173
Tableau. V. 34: Choix des barres de 6eme type des voiles .....	173
Tableau. V. 35: Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.....	174

### **Chapitre VI :**

Tableau. VI. 1: Les surfaces revenant aux semelles .....	179
Tableau. VI. 2: Vérification des contraintes .....	186
Tableau. VI. 3: Vérification de renversement. ....	187
Tableau. VI. 4: Vérification de soulèvement .....	188
Tableau. VI. 5: Les moments à L'ELU .....	189
Tableau. VI. 6: Les moments à L'ELS.....	190
Tableau. VI. 7: Calcul des armatures à L'ELU .....	191
Tableau. VI. 8: Les moments à L'ELU .....	192
Tableau. VI. 9 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	193
Tableau. VI. 10: Les moments à L'ELU et L'ELS .....	194



## **La liste des tableaux**

---

Tableau. VI. 11:Ferraillage à l'ELU .....	194
Tableau. VI. 12:Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	195
Tableau. VI. 13: valeurs des moments appliqué sur appuis et en travées à l'ELU .....	199
Tableau. VI. 14: valeurs des moments appliqué sur appuis et en travées à l'ELS.....	200
Tableau. VI. 15: Ferraillage de paroi moulée.....	200
Tableau. VI. 16:Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	201

## La liste des tableaux

---

### **Chapitre II :**

Tableau. II. 1:Dimension des poutres.....	11
Tableau. II. 2:Détermination des dimensions des escaliers .....	13
Tableau. II. 3: Evaluation des charges d'exploitation.....	16
Tableau. II. 4: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse .....	17
Tableau. II. 5:Evaluation des charges permanentes du plancher courant .....	17
Tableau. II. 6: Evaluation des charges permanentes du balcon .....	18
Tableau. II. 7: Evaluation des charges permanentes du mur extérieur (double Cloisons).....	18
Tableau. II. 8: Evaluation des charges permanentes du mur intérieur .....	19
Tableau. II. 9: Evaluation des charges permanentes du Palier.....	20
Tableau. II. 10: Evaluation des charges permanentes de volée.....	20
Tableau. II. 11: Dégression des charges d'exploitations .....	23
Tableau. II. 12: Charges permanentes et charges d'exploitation de poteau.....	24
Tableau. II. 13: Calcul de l'effort normal ultime des poteaux .....	27
Tableau. II. 14: Vérification du RPA .....	28
Tableau. II. 15:Vérification du flambement.....	29

### **Chapitre III :**

Tableau. III. 1:tableau des sollicitations.....	40
Tableau. III. 2: Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS.....	43
Tableau. III. 3:Charge permanente et Charge d'exploitation de Paillasse et Palier.....	45
Tableau. III. 4: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	52
Tableau. III. 5: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	53
Tableau. III. 6:Charge permanente et Charge d'exploitation de Paillasse et Palier.....	53
Tableau. III. 7: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	61
Tableau. III. 8: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	61
Tableau. III. 9 :Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	68
Tableau. III. 10:Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 1à l'ELS. ....	77
Tableau. III. 11: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	81
Tableau. III. 12:Dalle pleine sur 3 appuis continus.....	84
Tableau. III. 13: Moments et efforts tranchants dans la dalle .....	85
Tableau. III. 14:Ferraillage de la dalle .....	85
Tableau. III. 15 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS	
l'escalier.:Vérifications des contraintes dans l'acier :.....	86
Tableau. III. 16:Les moments dans les travées et les appuis .....	90
Tableau. III. 17:choix de ferraillage.....	90
Tableau. III. 18:Les moments dans les travées et les appuis.....	92
Tableau. III. 19: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	92

## La liste des tableaux

---

### **Chapitre IV :**

Tableau. IV. 1:centre de masse et de rigidité des différents niveaux (ETABS) .....	98
Tableau. IV. 2:périodes modes et facteurs de participation massique .....	99
Tableau. IV. 3:Comportement de système de contreventement sous charge verticales.....	102
Tableau. IV. 4: Comportement du système de contreventement sous charge horizontales ..	103
Tableau. IV. 5: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX).....	105
Tableau. IV. 6 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens <i>transversal</i> (YY) .....	106
Tableau. IV. 7: Combinaisons des réponses modales .....	107
Tableau. IV. 8:Facture de qualité (Q) .....	111
Tableau. IV. 9: Résumé des résultats .....	112
Tableau. IV. 10:l'effort tranchant dynamique et statique .....	112
Tableau. IV. 11:Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX' .....	113
Tableau. IV. 12:Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY' .....	114
Tableau. IV. 13: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX' .....	115
Tableau. IV. 14: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY' .....	115
Tableau. IV. 15:Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX' .....	118
Tableau. IV. 16:Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY' .....	118
Tableau. IV. 17: Moment de renversement dans le sens XX.....	119
Tableau. IV. 18: Moment de renversement dans le sens YY' .....	119
Tableau. IV. 19: Centre de gravité et de torsion .....	120
Tableau. IV. 20:Vérification au renversement dans le sens XX et YY .....	120
Tableau. IV. 21:l'effort normale réduit.....	121

### **Chapitre V :**

Tableau. V. 1: Caractéristiques mécanique des matériaux.....	123
Tableau. V. 2: Ferrailage maximale et minimale.....	124
Tableau. V. 3: Les sollicitations obtenues par ETABS(Situation accidentelle).....	125
Tableau. V. 4: Les sollicitations obtenues par ETABS(Situation durable).....	126
Tableau. V. 5: Ferrailage longitudinal((Situation accidentelle).....	129
Tableau. V. 6: Ferrailage longitudinal((Situation durable).....	130
Tableau. V. 8: Armature transversale (Zone nodale) .....	133
Tableau. V. 7: Armature transversale (Zone courante) .....	133
Tableau. V. 9: Vérification des contraintes .....	134
Tableau. V. 10: Vérification des cisaillements .....	134

## **La liste des tableaux**

---

Tableau. V. 11: Vérification de l'effort normal ultime .....	136
Tableau. V. 12: combinaisons de charges .....	138
Tableau. V. 16: Ferrailage des poutres poutre secondaire .....	146
Tableau. V. 17: Ferrailage des poutres secondaires liées aux voiles .....	147
Tableau. V. 18 : Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant .....	149
Tableau. V. 19: Vérification de la contrainte de cisaillement .....	150
Tableau. V. 20: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	151
Tableau. V. 21: Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaires à l'ELS.....	151
Tableau. V. 22: les résultats de vérification des contraintes de compression de béton .....	152
Tableau. V. 23: Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 1er type des voiles .....	166
Tableau. V. 24: Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 2eme type des voiles.....	167
Tableau. V. 25: Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 3eme type des voiles.....	168
Tableau. V. 26: Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 4eme type des voiles.....	169
Tableau. V. 27: Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 5eme type des voiles.....	170
Tableau. V. 28: Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 6eme type des voiles.....	170
Tableau. V. 29 : Choix des barres de 1ere type des voiles.....	171
Tableau. V. 30: Choix des barres de 2eme type des voiles .....	171
Tableau. V. 31: Choix des barres de 3eme type des voiles .....	172
Tableau. V. 32: Choix des barres de 4eme type des voiles .....	172
Tableau. V. 33: Choix des barres de 5eme type des voiles .....	173
Tableau. V. 34: Choix des barres de 6eme type des voiles .....	173
Tableau. V. 35: Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.....	174

### **Chapitre VI :**

Tableau. VI. 1: Les surfaces revenant aux semelles .....	179
Tableau. VI. 2: Vérification des contraintes .....	186
Tableau. VI. 3: Vérification de renversement. ....	187
Tableau. VI. 4: Vérification de soulèvement .....	188
Tableau. VI. 5: Les moments à L'ELU .....	189
Tableau. VI. 6: Les moments à L'ELS.....	190
Tableau. VI. 7: Calcul des armatures à L'ELU .....	191
Tableau. VI. 8: Les moments à L'ELU .....	192
Tableau. VI. 9 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	193
Tableau. VI. 10: Les moments à L'ELU et L'ELS .....	194

## **La liste des tableaux**

---

Tableau. VI. 11:Ferraillage à l'ELU .....	194
Tableau. VI. 12:Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	195
Tableau. VI. 13: valeurs des moments appliqué sur appuis et en travées à l'ELU .....	199
Tableau. VI. 14: valeurs des moments appliqué sur appuis et en travées à l'ELS.....	200
Tableau. VI. 15: Ferraillage de paroi moulée.....	200
Tableau. VI. 16:Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS .....	201

## La liste des figures

---

### **Chapitre I :**

Figure. I. 1: Plan de situation .....	1
Figure. I. 2 :vue en 3D de la structure .....	2
Figure. I. 3: Diagramme de déformation à l'ELU.....	5
Figure. I. 4: Diagramme de déformation à l'ELS.....	5
Figure. I. 5: Diagramme contrainte déformation.....	7

### **Chapitre II :**

Figure. II. 1:coupe transversale d'un plancher à corps creux .....	8
Figure. II. 2:Dimensions de poutre.....	10
Figure. II. 3:Les escaliers .....	11
Figure. II. 4:Acrotère.....	13
Figure. II. 5:coupe de voile en élévation.....	14
Figure. II. 6:coupe du voile en plan .....	14
Figure. II. 7: Constituant d'un plancher terrasse .....	16
Figure. II. 8: Constituants d'un plancher courant.....	17
Figure. II. 9: coupe du balcon .....	18
Figure. II. 10: Coupe du mur extérieur (double Cloisons).....	19
Figure. II. 11: Coupe du mur intérieur .....	19
Figure. II. 12:Acrotè.....	20
Figure. II. 13:dimension de poteau centre.....	24

### **Chapitre III :**

Figure. III. 1: coupe verticale de l'acrotère .....	30
Figure. III. 2: Schéma statique de l'acrotère.....	31
Figure. III. 3: Schémas de ferrailage de l'acrotère.....	37
Figure. III. 4: Schéma statique.....	38
Figure. III. 5: Schéma statique (ELU) et ELS.....	39
Figure. III. 6:Diagramme du moment et de l'effort tranchant à ELU.....	40
Figure. III. 7:Diagramme du moment et de l'effort tranchant à ELS.....	40
Figure. III. 8:Schéma de ferrailage pour le balcon.....	44
Figure. III. 9:Schéma statique(ELU).....	46
Figure. III. 10:Diagramme de moment fléchissant .....	46
Figure. III. 11:Diagramme de l'effort tranchant .....	46
Figure. III. 12:Schéma statique(ELS) .....	47

## La liste des figures

---

Figure. III. 13:Diagramme de moment fléchissant .....	47
Figure. III. 14:Diagramme de l'effort tranchant .....	48
Figure. III. 15:Schéma de ferrailage l'escalier .....	53
Figure. III. 16:Schéma statique (ELU).....	54
Figure. III. 17:Diagramme de moment fléchissant .....	54
Figure. III. 18:Diagramme de l'effort tranchant .....	55
Figure. III. 19:Schéma statique (ELS) .....	55
Figure. III. 20:Diagramme de moment fléchissant .....	56
Figure. III. 21:Diagramme de l'effort tranchant .....	56
Figure. III. 22:Schéma de ferrailage l'escalier .....	62
Figure. III. 23:Schéma statique de la chinage .....	62
Figure. III. 24:Ferrailage en travée et en appuis .....	68
Figure. III. 25:schéma de corps creux .....	69
Figure. III. 26:section en T.....	70
Figure. III. 27:Schéma statique de type de Poutrelle .....	74
Figure. III. 28: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.....	78
Figure. III. 29: Ferrailage du plancher .....	83
Figure. III. 30:Schéma de ferrailage des dalles pleines .....	87
Figure. III. 31: Répartition de la charge localisée sur la dalle. ....	88
Figure. III. 32: Ferrailage de la dalle du local machine .....	93

### **Chapitre IV :**

Figure. IV. 1:Modélisation de la structure (Vue en Plan) .....	96
Figure. IV. 2:Modélisation de la structure (Vue en 3D) .....	97
Figure. IV. 3:Le 1 <sup>er</sup> mode de notre structure est une Translation suivant l'axe $xx'$ .....	100
Figure. IV. 4:Le 2 <sup>ème</sup> mode de notre structure est une translation suivant l'axe $yy'$ .....	101
Figure. IV. 5:La 3 <sup>ème</sup> mode de notre structure est une rotation suivant l'axe $zz'$ .....	102
Figure. IV. 6:schéma de Spectre de réponse de calcul.....	105
Figure. IV. 7:Facture d'amplification dynamique.....	109
Figure. IV. 8:représentation des efforts tranchant.....	116

### **Chapitre V :**

Figure. V. 1: la transmission des efforts des poutres vers les fondations .....	122
Figure. V. 2:Schéma de ferrailage des poteaux.....	137
Figure. V. 3:Schéma de ferrailage de poutre (zone 3) .....	153

## La liste des figures

---

Figure. V. 4:Schéma de ferrailage de poutre principale (zone3) .....	154
Figure. V. 5:Schéma de ferrailage de poutre secondaire (zone 3) .....	154
Figure. V. 6:Schéma de ferrailage de poutre secondaire liée au voile (zone 3).....	154
Figure. V. 3: sollicitation des voiles.....	155
Figure. V. 4 : Diagramme des contraintes d'une section entièrement comprimée .....	163
Figure. V. 5 : Schème de la disposition des voiles.....	165
Figure. V. 6: Schéma de ferrailage du voile ( $V_2$ ).....	175
Figure. V. 7: Schéma de ferrailage du voile ( $V_{11}$ ) .....	175
Figure. V. 8: Schéma de ferrailage du voile ( $V_6$ ).....	175

### **Chapitre VI :**

Figure. VI. 1 : Schéma de transmission des charges .....	183
Figure. VI. 2 : Diagramme des contraintes .....	186
Figure. VI. 3: Le panneau le plus sollicité .....	189
Figure. VI. 4: Schéma statique du débord.....	191
Figure. VI. 5:ferrailage du radier .....	193
Figure. VI. 6:Ferrailage de la nervure .....	196
Figure. VI. 7:voile périphérique .....	197
Figure. VI. 8: Schéma statique de voile périphérique .....	198
Figure. VI. 9:Schéma de ferrailage Voile périphérique .....	202



## Liste des symboles

---

A : Aire d'une section d'acier (longitudinal)

At : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

B : Aire d'une section de béton

Es : Module de Young de l'acier

Eij : Module de Young instantané a l'age de j jours

Evj : Module de Young diffère à l'age de j jours

F : Force ou action en général

I1 : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)

M ser : Moment fléchissant de calcul de service

Mu : Moment fléchissant de calcul ultime

N ser : Effort normal de calcul de service

Nu : Effort normal de calcul ultime

P : Action permanente

Q : Action d'exploitation

Vu : Effort tranchant de calcul ultime

a : Largeur d'un poteau ou d'un voile

b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau

b0 : Largeur de l'âme d'une poutre

d (et d0) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus

comprimée de la section de béton

---

## Liste des symboles

---

$e$  : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de  $j$  jours

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de  $j$  jours

$g$  : Charge permanente unitaire

$h$  : Hauteur d'une poutre, d'une fondation

$h_0$  : Hauteur du talon d'une poutre

$h_1$  : Hauteur du hourdis d'une poutre

$j$  : Nombre de jours de maturité du béton

$L$  : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau

$L_f$  : Longueur de flambement.

$n$  : Coefficient d'équivalence acier-béton.

$q$  : Charge permanente unitaire.

$St$  : Espacement des armatures transversales.

$y_1$  : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.

$y_u$  : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.

$z$  (ou  $z_b$ ) : Bras de levier du couple de flexion.

$\alpha_u$  : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.

$\gamma_s$  : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).

$\gamma_b$  : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

## Liste des symboles

---

$\epsilon_{bcmax}$  : Déformations maximale du béton comprime (epsilon).

$\epsilon_{st}$  : Déformations des armatures tendues.

$\epsilon_{sc}$  : Déformations des armatures comprimées.

$\eta$  : Coefficient de fissuration relatif a une armature (eta).

$\lambda$  : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda).

$\mu_{ser}$  : Moment ultime réduit a l'ELS (mu).

$\mu_u$  : Moment ultime réduit `a l'ELU.

$\nu$  : Coefficient de poisson (nu).

$\rho$  : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).

$\sigma$  : Contrainte normale (sigma).

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale du béton comprime.

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.

$\sigma_{sc}$  : Contrainte dans les aciers comprimés.

$\tau$  : Contrainte tangente (tau).

$\tau_u$  : Contrainte tangente conventionnelle.

$\tau_s$  : Contrainte d'adhérence.

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence d'entraînement.

$\phi$  : Coefficient de fluage (phi).

$\Phi_l$  : Diamètre d'une armature longitudinale.

$\Phi_t$  : Diamètre d'une armature transversale.

## INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région de forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à des tremblements de terre intense.

Cependant, le retour d'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés lors d'un tremblement de terre, séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 par exemple, n'étaient pas menés d'une conception parasismique.

Chaque étude de projet du bâtiment doit tenir compte des aspects suivants :

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort et Esthétique et Durabilité (duré de vie).

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé à l'étude d'un bâtiment en béton armé de forme irrégulière composé d'un RDC et onze (11) étages avec un sous-sol, implanté dans une zone de moyenne sismicité **III**.

Le choix des matériaux à savoir (béton et acier) et le pré dimensionnement des éléments structuraux, le calcul des éléments secondaires ainsi que le dimensionnement des éléments principaux a été réalisé selon les règles du (**RPA, BAEL 91, CBA 93, DTR B.C.2.2**).

Afin d'évaluer le comportement dynamique de la structure et d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et ainsi que le confort, nous avons suivi les recommandations du (règlement parasismique algérien **RPA99 version 2003**).

La modélisation de la structure a été établie à l'aide du logiciel **ETABS 9.7.4**.

En fin, nous avons fait un choix de fondations qui convient aux caractéristiques du site ainsi qu'au poids de la structure.

### I.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente (logements promotionnels + commerces + services) étude est un bâtiment irrégulière de **(R+11+sous sol)** à usage d'habitation et de commerce en béton armé composé de portiques et de voiles avec une terrasse inaccessible.

- Le RDC est à usage commercial.
- Deux étages de bureaux
- Les 9 étages autres sont à usage d'habitation dont chaque niveaux contient trois appartements.
- Le sous-sol est un parking

- L'ouvrage comporte :

- 01 cage d'escaliers
- 01 cage d'ascenseur

L'ouvrage sera implanté à **Cité Ain Abdellah** wilaya de **Boumerdes**.

Cette région est classée en zone de sismicité moyenne (**III**) selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (*RPA 99 / version 2003*).

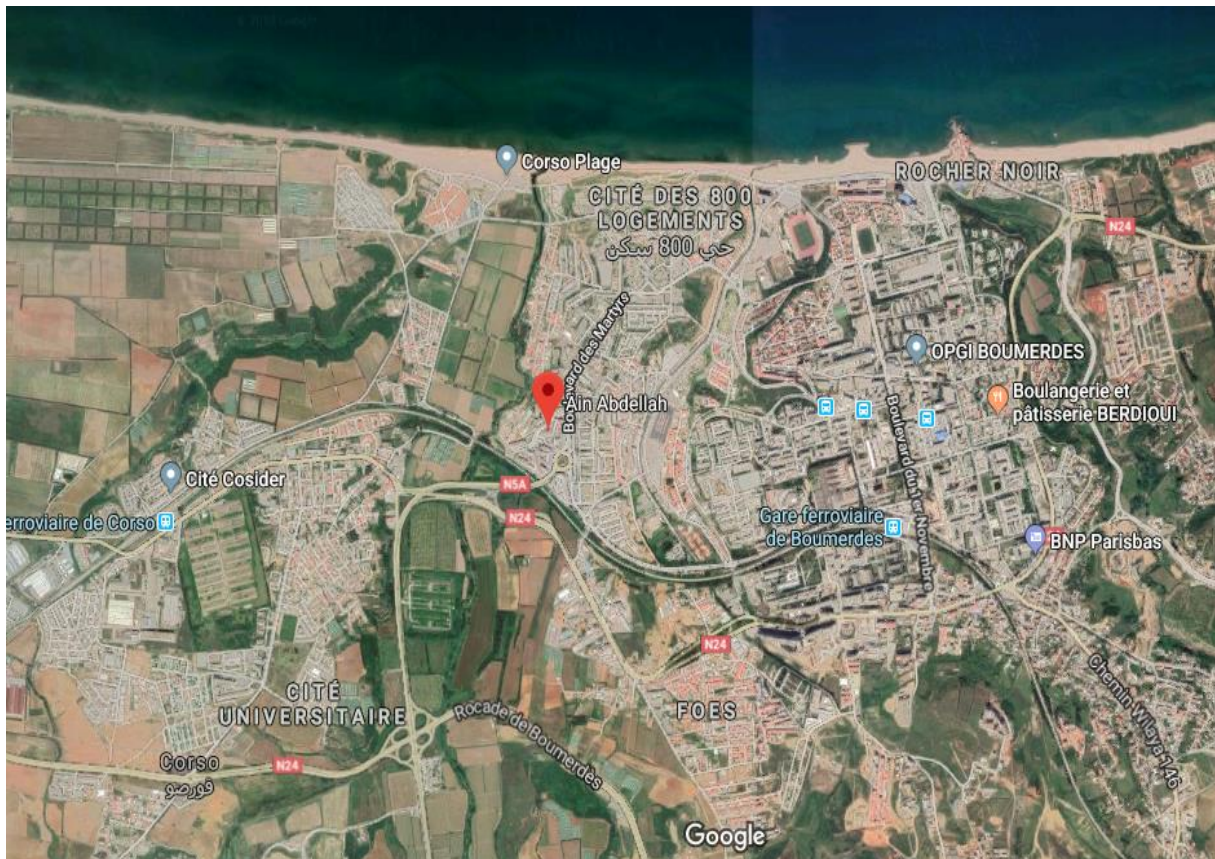


Figure. I. 1: Plan de situation



Figure. I. 2 :vue en 3D de la structure

## I.2 Conception structurelle :

### I.2.1 Paramètres géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- Longueur totale :  $L = 32.73\text{m}$
- Largeur totale :  $L = 10.25\text{ m}$
- Hauteur totale du bâtiment  $H = 41.25\text{m}$
- Hauteur totale de l'infrastructure:  $3.00\text{m}$
- Hauteur du R.D.C :  $4.08\text{ m}$
- Hauteur du 1<sup>er</sup> étage :  $3.57\text{ m}$
- Hauteur des autres étages :  $3.06\text{ m}$
- Hauteur de l'acrotère :  $0.6\text{ m}$

### I.2.2 Données sismique de la structure :

Le bâtiment a une ossature mixte, composée des portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.

## I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

### I.3.1 Béton:

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et

l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA 99** version **2003** applicable en **ALGERIE**.

• Pour se rapprocher de 25 MPa, on suppose que le dosage courant par  $1\text{m}^3$  est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25) :
  - ❖ Gravions : 800L
  - ❖ Sable : 400L
- Ciment : 300 à 400  $\text{kg}/\text{m}^3$
- Eau de gâchage : 150 à 200L

### I.3.2 Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée  $f_{c28}$ , dans notre projet on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ . La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

$$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}: f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)}$$

$$f_{c28} > 40 \text{ MPa}: f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(1,4 + 0,95j)}$$

### I.3.3 La résistance caractéristique du béton à la traction:

La résistance du béton à la traction est faible ; elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression ; elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 12})$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

### I.4 Module de déformation longitudinale:

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

#### I.4.1 Module de déformation instantanée :

la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{ij} = 32\,164,195 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 21})$$

#### I.4.2 Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et du retrait).

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{vj} = 10\,818,86 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1 22})$$

**I.4.3 Module de déformation transversale:**

Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

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

E : module de YOUNG.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

• **Le coefficient de poisson  $\nu$**  : C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal : (BAEL 91, art A.2.1 ,3)

- ❖  $\nu = 0$  (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- ❖  $\nu = 0,2$  (à l'ELS) pour le calcul des déformations

**I.5 Hypothèse de calcul****I.5.1 A l'ELU :**

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I-3, avec cette figure :Figure I-1

$0 \leq E_{bc} \leq 2\text{‰}$  B c'est une section entièrement comprimée

$2\text{‰} \leq E_{bc} \leq 3,5\text{‰}$  : compression avec flexion.

Avec  $E_{bc}$  : raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.4.3,41})$$

- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,15$  situation accidentelle

$\gamma_b = 1,5$  situation courante.

- 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- $\theta$  : Coefficient d'application des actions considérées :
  - $\theta = 1$  : si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.
  - $\theta = 0,9$  : si la durée d'application des actions est entre 1 h et 24h.
  - $\theta = 0,85$  : si la durée d'application des actions est inférieure à 1 h.

$$\text{A 28 jours on a } f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} = \frac{0,85}{1 \times 1,5} \times 25 = 14,2 \text{MPa.}$$



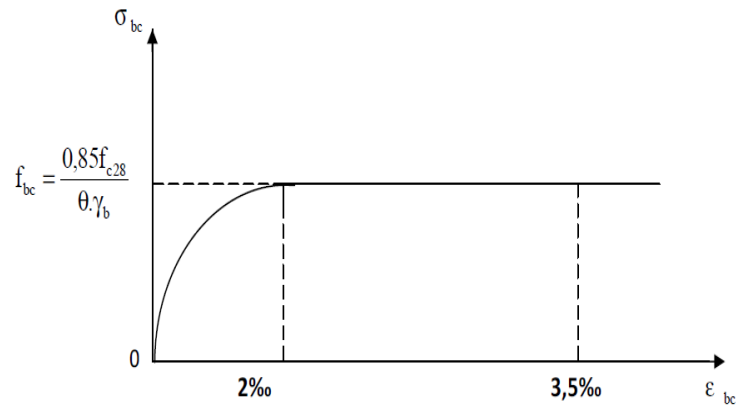


Figure. I. 3: Diagramme de déformation à l'ELU.

### I.5.2 A l'ELS :

la valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} \text{ (BAEL 91, art A.4.5,2)}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

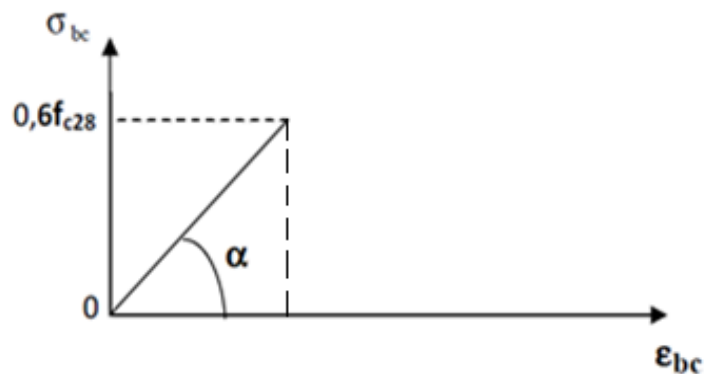


Figure. I. 4: Diagramme de déformation à l'ELS.

### I.6 Contrainte limite de cisaillement du béton :

➤ Elle est limitée par  $\tau < \tau_{adm}$

- Cas fissuration peu nuisible

$$\tau_u \leq \min ( 0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} )$$

- Cas de fissuration nuisible ou tirée nuisible :

$$\tau_u \leq \min ( 0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} )$$

### I.7 Acier :

#### I.7.1 Généralités :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs

états de surfaces :

- Les ronds lisses (RL) FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement. Néanmoins, ce type d'armatures n'est utilisé en Algérie .
- Les aciers à haute adhérence (HA) FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520.

### I.7.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :  $E_s=200000$  MPa.  
(BAEL 91, art A.2.2, 1)

➤ **Coefficient de poisson des aciers** : il est pris égal à  $\nu = 0,3$

### I.7.3 Contraintes limites :

#### I.7.3.1 Contraintes limites ultimes :

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

$f_e$  : Limite d'élasticité garantie c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1,15$  en situation courante.

$\gamma_s = 1$  en situation accidentelle.

#### I.7.3.2 Contrainte limite de service :

A fin de réduire les risques d'ouvertures des fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- ✓ Fissuration peu nuisible (**FPN**): cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \longrightarrow \text{(celle de l'ELU)}$$

(BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 32)

- ✓ Fissuration préjudiciable (**FP**) : cas des éléments exposés aux agressions non sévères : chimiques, atmosphériques, ... etc.

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \mid \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}.$$

(BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 33)

- ✓ Fissuration très préjudiciable (FTP) : cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\overline{\sigma_s} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \mid \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}.$$

(BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 34)

Avec :

$\eta$ : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,6$  pour les aciers à haute adhérence (HA) de diamètre  $\geq 6$  mm

$\eta = 1,3$  pour les aciers à haute adhérence (HA) de diamètre  $\leq 6$  mm

$\eta = 1$  pour les aciers ronds lisses (RL).

### I.8 Diagramme contraintes déformations de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant :

(BAEL 91, art A.2.2, 2)

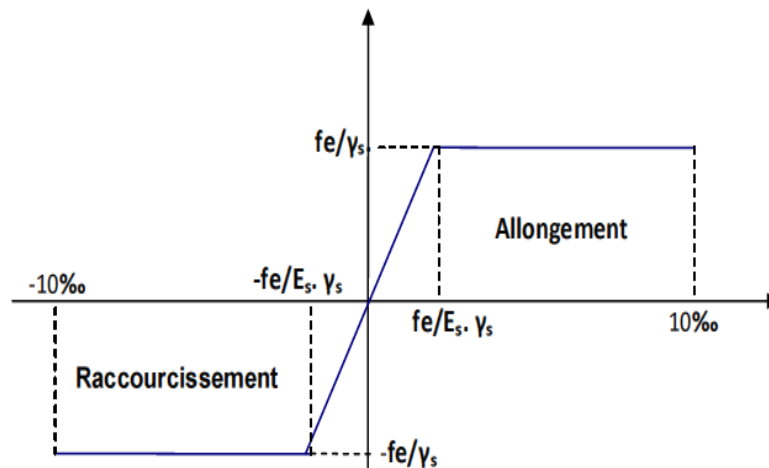


Figure. I. 5: Diagramme contrainte déformation

### I.9 Réglementation utilisée :

- ❖ *RPA* (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).
- ❖ *BAEL 91* (Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en béton armée suivant la méthode des états limites)
- ❖ *CBA 93* (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- ❖ *DTR B.C.2.2* (Charges permanentes et charges d'exploitation)

### II.1 Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99/Version 2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après certaines vérifications dans la phase du dimensionnement.

### II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires :

#### II.2.1 Les Planchers

Les planchers, quel que soit leur nature, ils servent à déterminer les niveaux ou les étages d'un bâtiment. Ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux. Dans notre cas, nous optons pour les planchers à corps creux qui sont constitués: d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé (figure 2.1)

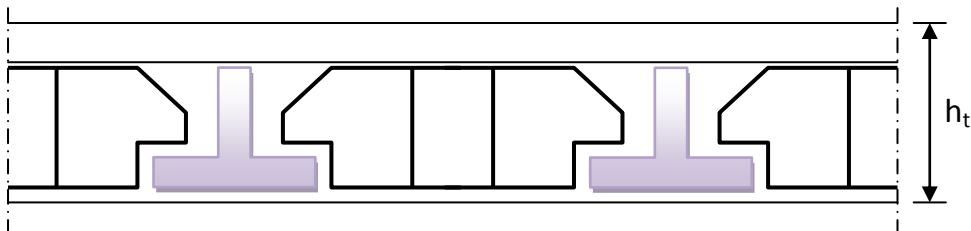


Figure. II. 1: coupe transversale d'un plancher à corps creux »

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé)

L'épaisseur est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$h_t \geq \min (L_{x \max}, L_{y \max}) / 22.5$$

Avec :

**L** : la plus grande distance entre axe dans les 2 directions

$$\text{On a } \begin{cases} L_{x \max} = 445 \text{ cm} \\ L_{y \max} = 470 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e \geq \min \frac{(445, 470)}{22.5} \longrightarrow e \geq \frac{445}{22.5} = 19.77 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur de : **e=20cm**

$$\text{Tel que : } 20 = 16 + 4 \begin{cases} 16 \text{ cm : hauteur de corp creux} \\ 4 \text{ cm : hauteur de la dalle de compression} \end{cases}$$

#### II.2.2 Planchers à dalle pleine :

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions et de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles des conditions ci-après :

➤ **Sécurité contre l'incendie :**

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

On admet que :  $e = 11 \text{ cm}$

➤ **Condition isolation acoustique**

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : 16cm

➤ **Résistance à la flexion**

- Dalles reposant sur deux cotés :  $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés :  $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à :  $L_x = 173 \text{ cm}$

Ceci engendre donc  $173 / 50 \leq e \leq 173 / 40 \Rightarrow 3.46 \text{ cm} \leq e \leq 4.32 \text{ cm}$

On prend  $e = 4 \text{ cm}$

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$e \geq \text{Max} ( 11 \text{ cm}, 16 \text{ cm}, 4 \text{ cm} )$

Alors on adopte :

$e = 16 \text{ cm}$
---------------------

### II.2.3 Les balcons:

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encastree d'un bord et libre d'un autre.

L'épaisseur de la dalle est conditionnée par :  $e \geq \frac{L}{10}$

$L$  : largeur du balcon

On prend comme épaisseur :  $e \geq \frac{200}{10} \Rightarrow e \geq 20 \text{ cm}$  Donc :  $e = 20 \text{ cm}$

### II.2.4 Les poutres :

➤ **Selon les Règles de BAEL** La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et

$$\text{formules (1) et (2) } \frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{➤ } 0.3 h \leq b \leq 0.8 h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

**L** : portée de la poutre

**h** : hauteur de la section

**b**: largeur de la section

#### a) Poutres principale :

**L= 5.00 cm**

➤ Détermination de la hauteur "h" :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 33.33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$$

Donc : on prend: **h = 45cm**

➤ Détermination de la largeur "b" :

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 35.6 \text{ cm}$$

On prend **b = 30cm**

donc on prend **(b x h) = (30x45) cm<sup>2</sup>**

#### b) Poutres secondaires :

**L=475cm**

➤ Détermination des dimensions :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 31.66 \text{ cm} \leq h \leq 47.5 \text{ cm}$$

Donc on prend : **h = 40cm**

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

On prend: **b =30 cm**

donc on prend: **(b x h) = (30x40) cm**

Ces dimensions doivent respecter l'article : **7.5.1 de "RPA 99 version 2003"** qui ce présente comme suit :

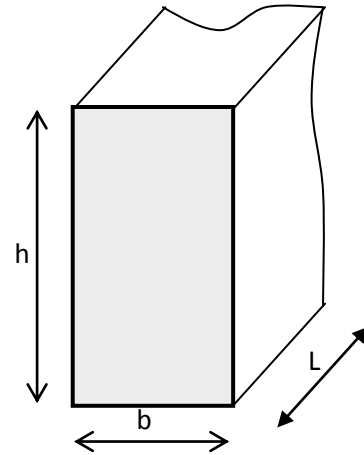


Figure. II. 2:Dimensions de poutre

Tableau. II. 1: Dimension des poutres

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	CV
$h \geq 30 \text{ cm}$	45	40	CV
$h/b \leq 4$	1.5	1.33	CV

### II.2.5 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins et permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Un escalier se compose par un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche s'appelle le giron (g). On désigne par (h) la hauteur d'une marche.

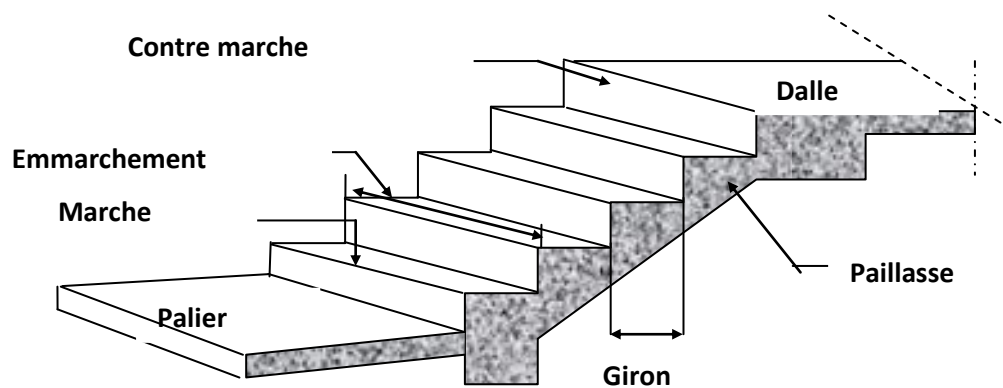


Figure. II. 3: Les escaliers .

### II.2.6 Caractéristiques techniques :

Un escalier est caractérisé par :

**g** : largeur de marche (giron)

**h** : hauteur de la contre marche.

**n** : nombre de marche.

**L** : largeur la volée.

Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule suivante :

- formule de BLONDAL :  $60 \leq g + 2 h \leq 65 \text{ cm}$ .

$$15 \leq h \leq 17.5$$

- hauteur de la marche :  **$h=17\text{cm}$** .
- largeur de la marche :  **$g=30\text{cm}$** .

**exemple de calcul :**

**.pour RDC:**

- Hauteur d'étage :  **$H=4.08\text{m}$**
- détermination du nombre de marches :  **$n=H/h=4.08/17=24$  (2volée ),(17.7)**

➤ **Volée 1 :**

- Hauteur de la paillasse :  **$H'=17 * 17=289\text{cm} \Rightarrow H'=289\text{cm}$**
- détermination de la longueur projetée de la paillasse :  **$L=g (n-1)=480\text{cm}$** .
- détermination de l'inclinaison de la paillasse :  **$\text{tg } \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 31.05$**
- détermination de la longueur de la paillasse :  **$L_p=L/\cos \alpha=560.28 \text{ cm}$** .
- détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$L_p+l/30 \leq e \leq L_p+l/20 \Rightarrow 18.67 < e < 28.01$$

On prend  **$e=20 \text{ cm}$** .

➤ **Volée 2 :**

- Hauteur de la paillasse :  **$H'=17 * 7=289\text{cm} \Rightarrow H'=119\text{cm}$**
- Détermination de la longueur projetée de la paillasse :  **$L=g (n-1)=180\text{cm}$** .
- Détermination de l'inclinaison de la paillasse :  **$\text{tg } \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 33.47$**
- Détermination de la longueur de la paillasse :  **$L_p=L/\cos \alpha=215.779 \text{ cm}$** .
- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$L_p+l/30 \leq e \leq L_p+l/20 \Rightarrow 7.199 < e < 10.78$$

On prend  **$e=20 \text{ cm}$** .

**. pour Etage courant:**

- Hauteur d'étage :  **$H=3.06\text{m}$**
- détermination du nombre de marches :  **$n=H/h=306/17=18$  (2volée ),(9.9)**

➤ **Volée 1.2 :**

- Hauteur de la paillasse :  **$H'=17 * 9=153\text{cm} \Rightarrow H'=153\text{cm}$**
- détermination de la longueur projetée de la paillasse :  **$L=g (n-1)=240\text{cm}$** .
- détermination de l'inclinaison de la paillasse :  **$\text{tg } \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$**
- détermination de la longueur de la paillasse :  **$L_p=L/\cos \alpha=285 \text{ cm}$** .
- **$l$**  est la longueur de la palier  **$l = 135\text{cm}$**
- détermination de l'épaisseur de la paillasse :



$$L_p + l/30 \leq e \leq L_p + l/20 \Rightarrow 13.33 < e < 20$$

On prend  $e=20$  cm.

Tableau. II. 2: Détermination des dimensions des escaliers

Etage	H(m)	type	volée	n	H'(m)	L(m)	$\alpha$	$L_p$ (m)	$e_{\text{paillasse}}$	$e_{\text{palier}}$
Sous-sol	3.00	1	1	9	1.53	2.40	32.51	2.85	0.20	0.20
			2	8	1.36	2.10	31.94	3.85	0.20	0.20
RDC	4.08	1	1	8	1.36	2.10	32.93	2.50	0.20	0.20
			2							
			3							
		2	1	17	2.89	4.80	31.05	5.16	0.20	/
			2	7	1.19	1.80	33.47	2.16	0.20	/
1 <sup>ère</sup> étage	3.57	1	1	11	1.87	3.00	31.94	3.54	0.20	0.20
			2	10	1.70	2.70	32.19	3.19	0.20	0.20
Etage courant	3.06	1	1	9	1.53	2.40	32.51	2.85	0.20	0.20
			2							

### II.2.7 L'acrotère:

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade (figure II.4). Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre ( $G$ ) qui donne un effort normal ( $N_G$ ) et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

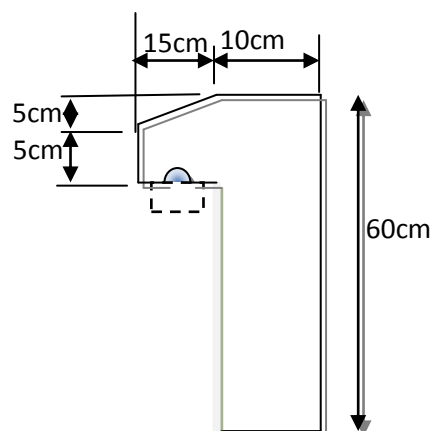


Figure. II. 4: Acrotère

II.2.8 Les voiles:

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. Les voiles assurant le contreventement sont supposés, d'après le RPA 99 version 2003 article 7.7.1 comme éléments satisfaisant la condition ( $L \geq 4e$ ) (figure II 2.7). L'article 7.7.1 RPA99 spécifie que l'épaisseur minimale soit de 15 cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure II .5.

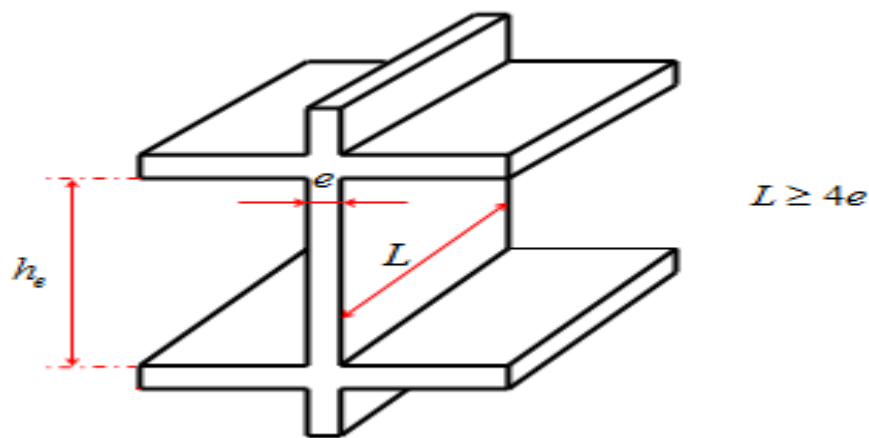


Figure. II. 5: coupe de voile en élévation

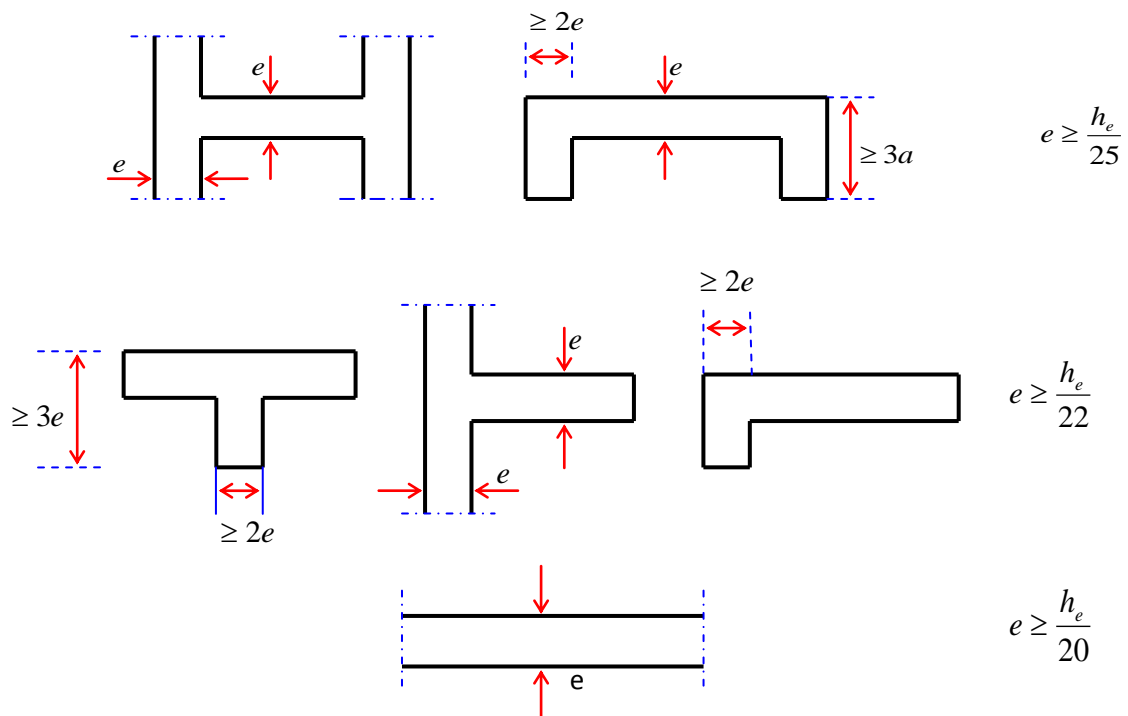


Figure. II. 6: coupe du voile en plan

**1-Poursous-sol :**

$$(h_e = 301-20 = 281\text{cm})$$

$$e \geq \max (e_{\min} ; h_e/22)$$

$$e \geq h_e / 22 = 281 / 22 = 12.77\text{cm.}$$

$$e \geq \max (15 ; 12.77)$$

Donc on prend comme épaisseur: **e = 20cm**

**2- RDC:**

$$(h_e = 408-20 = 388\text{cm})$$

$$e \geq \max (e_{\min} ; h_e/22)$$

$$e \geq h_e / 22 = 388 / 22 = 17.63\text{cm.}$$

$$e \geq \max (15 ; 17.63)$$

Donc on prend comme épaisseur:

$$\mathbf{e = 20cm}$$

**3-1<sup>er</sup>étage :**

$$(h_e = 357-20 = 337\text{cm})$$

$$e \geq \max (e_{\min} ; h_e/25)$$

$$e \geq h_e / 22 = 337/ 25 = 13.48\text{cm}$$

$$e \geq \max (15 ; 13.48)$$

Donc on prend comme épaisseur

$$\mathbf{e = 20cm}$$

**4-Etage courant:**

$$(h_e = 306-20 = 286\text{cm})$$

$$e \geq \max (e_{\min} ; h_e/20)$$

$$e \geq h_e / 20 = 286/ 20 = 14.3\text{cm}$$

$$e \geq \max (15 ; 14.3)$$

Donc on prend comme épaisseur:

$$\mathbf{e = 20cm}$$

### II.3 Evaluation des charges et des surcharges :

#### II.3.1 Les charges d'exploitation :

Tableau. II. 3: Evaluation des charges d'exploitation

Nature de locaux	Valeurs ( kg/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	100
Plancher terrasse accessible	150
Plancher (locaux commerciaux)	400
Plancher (usage de service)	250
Plancher usage d'habitation	150
Sous- sol parking	250
Balcon	350
Escalier	250

#### II.3.2 Les charges permanentes:

##### II.3.2.1 Plancher terrasse inaccessible :

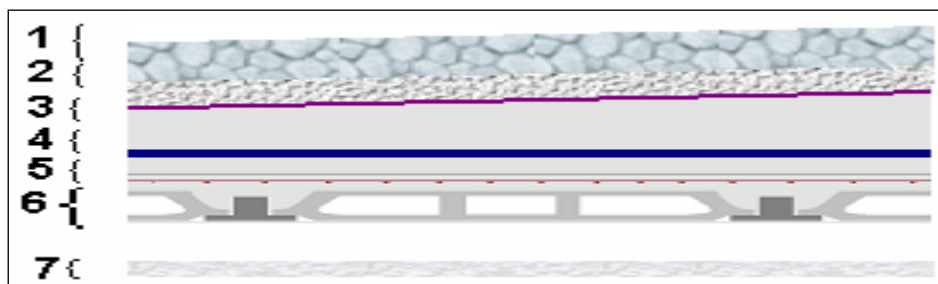


Figure. II. 7: Constituant d'un plancher terrasse

Tableau. II. 4: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Charge Surfacing (kg/m <sup>2</sup> )
1) gravillon de protection	1700	5	85
2) étanchéité multicouche	600	2	12
3) Papier kraft	2 feuilles	/	50
4) forme de pente	2000	8	160
5) isolation thermique	400	4	16
6) dalle en corps creux	1425	(16+4)	285
7) Enduit en plâtre	1000	2	20
<b>Total</b>	/	/	<b>628</b>

### II.3.2.2 Plancher terrasse accessible:

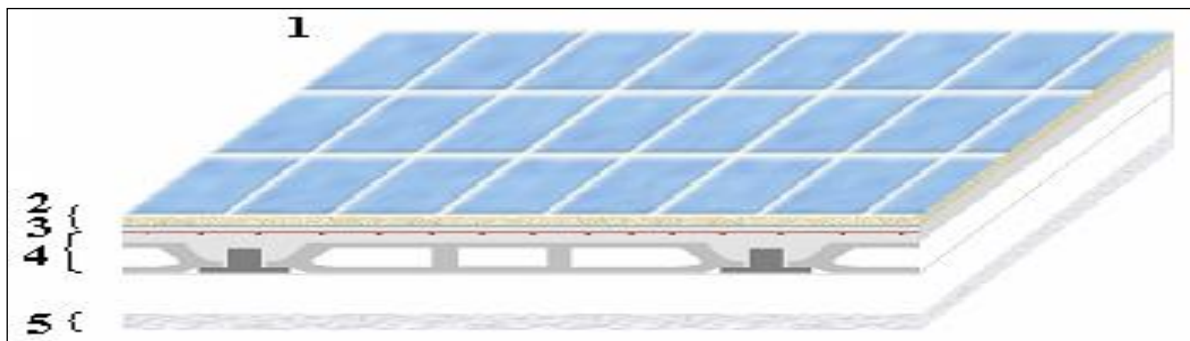


Figure. II. 8: Constituants d'un plancher courant

Tableau. II. 5: Evaluation des charges permanentes du plancher courant

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Charge Surfacing (kg/m <sup>2</sup> )
1) Revêtement en carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) Lit de sable	1700	3	51
4) Plancher en corps creux	1425	(16+4)	285
5) Enduit en plâtre	1000	2	20
6) Cloison répartie	-	-	90
<b>Total</b>	/	/	<b>530</b>

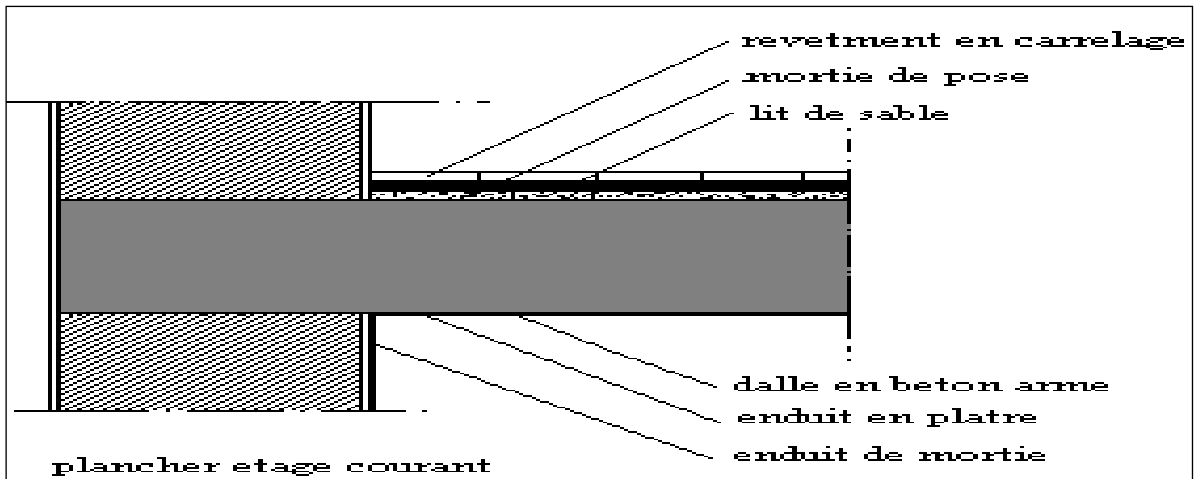


Figure. II. 9: coupe du balcon

### II.3.2.3 Balcon:

Tableau. II. 6: Evaluation des charges permanentes du balcon

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m <sup>2</sup> )
1) Revêtement en carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) Lit de sable	1700	3	51
4) Dalle en béton armé	2500	15	375
5) Enduit en ciment	1000	2	20
<b>Total</b>	/	/	<b>530</b>

### II.3.2.4 Murs en maçonnerie :

#### ❖ Murs extérieurs:

Tableau. II. 7: Evaluation des charges permanentes du mur extérieur (double Cloisons)

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m <sup>2</sup> )
1) Brique creuse	900	20	180
2) Enduit plâtre	1000	2	20
3) Enduit ciment	1000	2	20
<b>Total</b>	/	/	<b>220</b>

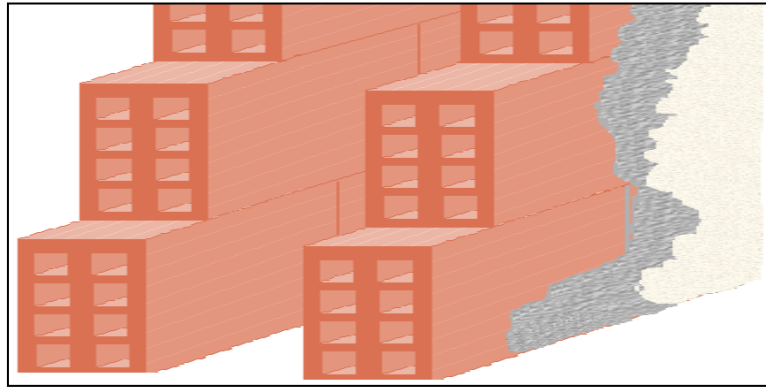


Figure. II. 10: Coupe du mur extérieur (double Cloisons)

## ❖ Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau. II. 8: Evaluation des charges permanentes du mur intérieur

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m <sup>2</sup> )
1) Brique creuse	900	10	90
2) Enduit plâtre	1000	2	20
3) Enduit ciment	1000	2	20
<b>Total</b>	/	/	<b>130</b>

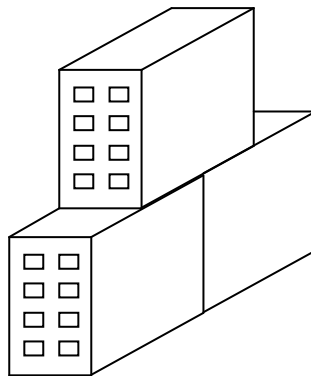


Figure. II. 11: Coupe du mur intérieur

II.3.2.5 Les escaliers :

➤ Palier :

Tableau. II. 9: Evaluation des charges permanentes du Palier

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m <sup>2</sup> )
1) Carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	/	/	50
3) Lit de sable	1700	3	51
4) Dalle en béton armé	2500	14	350
5) Enduit de ciment	1000	2	20
<b>Total</b>	/	/	<b>515</b>

➤ volée:

Tableau. II. 10: Evaluation des charges permanentes de volée

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m <sup>2</sup> )
1) Carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) marches	2200	17/2	187
4) Dalle en béton armé	2500	14	(0.20x2500)/ cos 32.51=415.03
5) Enduit plâtre	1000	2	20
6) Lit de sable	1700	3	51
<b>Total</b>	/	/	<b>934.91</b>

II.3.2.6 L'acrotère:

❖ Charges permanentes :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,15 \times 0,05) + \left(\frac{0,15 \times 0,05}{2}\right) = 0,071m^2$$

$$G = S \times \rho_b = 0,071 \times 25 = 1.78KN / m_l$$

$$G=1.78 (KN/ml)$$

❖ Surcharges d'exploitation :

$$Q = 1 (KN/ml)$$

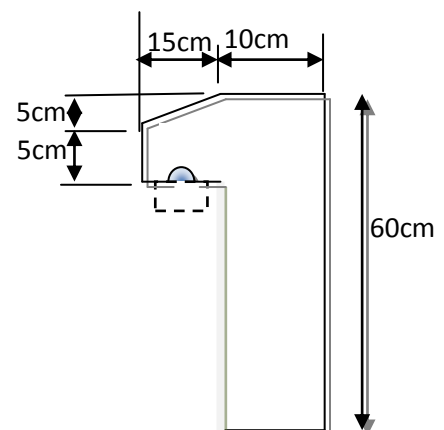


Figure. II. 12:Acrotè



## II.4 Pré dimensionnement des poteaux:

### II.4.1 Principe :

le pré dimensionnement de la section des poteaux sera fait en compression centré .tout en choisissant le poteau le plus sollicité ( poteau de centre ) .

On utilise un calcul basé sur la descente de charge, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

### II.4.2 Étapes de pré dimensionnement :

Le choix du poteau le plus sollicité (poteau de central) calcul de la surface reprise par le poteau Détermination des charges permanentes et d'exploitations revenant à ce poteau.

On mènera le calcul a L'ELU (BAEL91) et la vérification d'après (RPA99/V2003)

### II.4.3 La formule générale :

$$Br \geq (k \beta Nu) / ((\theta f_{bu} / 0,9) + (0,85 / 100) \cdot f_{ed})$$

Où

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

Tel que :

Br :la section réduite de poteau et  $Br = (a - 2cm) \times (b - 2cm)$

Nu :l'effort normal ultime  $Nu = 1,35G + 1,5Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant } 90 \text{ jours} \\ k = 1.20 \text{ et} \\ k = 1 \text{ pour les autres cas} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{si plus de la majorité des charges} \\ f_{c28} \text{ est remplacer par } f_{ij} \text{ est appliquée avant } 28 \text{ jours} \end{array}$$

Dans notre cas on a  $k = 1$

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \gamma_b ; f_{ed} = f_e / \gamma_s$$

$f_{c28}$  : résistance à la compression de béton  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ;

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que

$$\gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

$$\gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle}$$

$\theta$  : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = 1 \quad \left\{ \begin{array}{l} : T > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 \quad \left\{ \begin{array}{l} : 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h} \\ \theta = 0.85 \quad \left\{ \begin{array}{l} : T < 1\text{h} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$F_{bu} = 0,85 \cdot 25 / 1,15 = 14,2 \text{MPa} ; f_{ed} = 400 / 1,15 = 348 \text{MPa}$$

$\beta$  : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique «  $\lambda$  » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\begin{array}{l} - \text{si } \lambda \leq 50 : \beta = 1 + 0,2 \cdot (\lambda / 35)^2; \\ - \text{si } 50 < \lambda < 70 : \beta = 0,60 (50 / \lambda)^2. \\ \lambda = lf\sqrt{12} / a \text{ (a : la plus petite cote)} \end{array}$$

Le calcul se fait en compression centrée. On fixe l'élancement mécanique forfaitairement à  $\lambda = 35$  (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

$\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique :  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times (\lambda/35)^2) & \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \times (50 / \lambda)^2 & 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$\lambda$  : est égale à 35 pour être toujours dans la compression centrée suivant le même article, d'où :  $\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,708$

D'où :  $\beta = 1 + 0,2 \cdot 1 = 1,2$

$$Br \geq (k \beta Nu) / ((\theta f_{bu} / 0,9) + (0,85 / 100) \cdot f_{ed})$$

$$Br \geq ((1,1,2 \cdot Nu \cdot 10^{-3}) / (1 \cdot (14,2 / 0,9) + (0,85 / 100) \cdot 348)) \cdot 10^4 = 0,64 Nu \text{ (cm}^2\text{)}.$$

#### II.4.4 Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation. Ce qui donne :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  Donnée par

« BAEI 91 modifié 99 »

**Avec :**

n: Nombre d'étage.

$Q_0$ : La charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ : Les charges d'exploitation des planchers courants.

**Tableau. II. 11: Dégression des charges d'exploitations**

Niveaux	Charge d'exploitation	$\Sigma$ charge d'exploitation
T	$Q_0$	$\Sigma_0=Q_0$
N11	$Q_1$	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$
N10	$Q_2$	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$
N9	$Q_3$	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$
N8	$Q_4$	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
N7	$Q_5$	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
N6	$Q_6$	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
N5	$Q_7$	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots+Q_7)$
N4	$Q_8$	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$
N3	$Q_9$	$\Sigma_9=Q_0+0,66(Q_1+\dots+Q_9)$
N2	$Q_{10}$	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$
N1	$Q_{11}$	$\Sigma_{11}=Q_0+0,64(Q_1+\dots+Q_{11})$
RDC	$Q_{12}$	$\Sigma_{12}=Q_0+0,63(Q_1+\dots+Q_{11}+Q_{12})$
SOUS-SOL	$Q_{13}$	$\Sigma_{13}=Q_0+0,62(Q_1+\dots+Q_{12}+Q_{13})$

❖ **Poteau centrale :**

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

**-Charge Permanente :**

$$N_G = G \times S$$

G: charge Permanente majorée.

S: surface offerte majorée.

**-Charge d'exploitation :**

$$N_Q = Q \times S$$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression de charge)

S : surface offerte majorée.

**- Calcul de la charge limite ultime Nul :**

$$N_{ul} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$B_r = 0,64 Nu \text{ (cm}^2\text{)}$$

➤ **Détermination de la section :**

Pour une section carrée  $B_r = (a - 0,02)^2$  d'où :

$$a = b = \sqrt{B_r + 2} \text{ (en cm).}$$

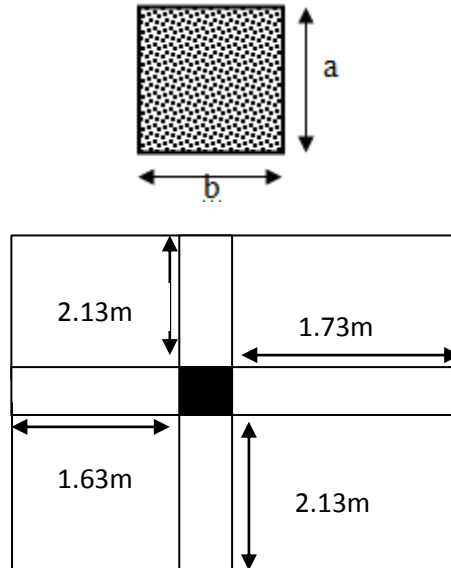


Figure. II. 13: dimension de poteau centre

Tableau. II. 12: Charges permanentes et charges d'exploitation de poteau

Étage	Élément	G(KN)	Q(KN)
11	Plancher terrasse	$6.28 \times 15.74 = 98.85$	$1 \times 15.74 = 15.74$
	Poutre principale	$25 \times 0.45 \times 0.3 \times 4.26 = 14.37$	
	Poutre secondaire	$25 \times 0.35 \times 0.25 \times 3.36 = 7.35$	
	<b>TOTAL</b>	<b>120.57</b>	<b>15.74</b>
10-10	Plancher courant	$5.30 \times 15.74 = 83.42$	$1.5 \times 15.74 = 23.61$
	Poutre principale	$25 \times 0.45 \times 0.3 \times 4.26 = 14.38$	
	Poutre secondaire	$25 \times 0.4 \times 0.3 \times 3.36 = 10.08$	
	Poteau	$25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 = 9.37$	
	Revenant T	120.57	
	<b>TOTAL</b>	<b>237.82</b>	<b>39.35</b>
9-9	Plancher courant	$5.30 \times 15.74 = 83.42$	$1.5 \times 15.74 = 23.61$
	Poutre principale	$25 \times 0.45 \times 0.3 \times 4.26 = 14.38$	
	Poutre secondaire	$25 \times 0.40 \times 0.30 \times 3.36 = 10.08$	
	Poteau	$25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 = 9.37$	
	Revenant 11-11	237.82	
	<b>TOTAL</b>	<b>355.07</b>	<b>60.6</b>

<b>8-8</b>	<b>Plancher courant</b>	<b>5.30x15.74= 83.42</b>	<b>1.5x15.74=23.61</b>
	<b>Poutre principale</b>	<b>25x0.45x0.3x4.26=14.38</b>	
	<b>Poutre secondaire</b>	<b>25x0.40x0.30x3.36=10.08</b>	
	<b>Poteau</b>	<b>25x0.35x0.35x3.06=9.37</b>	
	<b>Revenant 10 -10</b>	<b>355.07</b>	
	<b>TOTAL</b>	<b>472.32</b>	
<b>7 – 7</b>	<b>Plancher courant</b>	<b>5.30x15.74= 83.42</b>	<b>1.5x15.74=23.61</b>
	<b>Poutre principale</b>	<b>25x0.45x0.3x4.26=14.38</b>	
	<b>Poutre secondaire</b>	<b>25x0.40x0.30x3.36=10.08</b>	
	<b>Poteau</b>	<b>25x0.35x0.35x3.06=9.37</b>	
	<b>Revenant 9-9</b>	<b>472.32</b>	
	<b>TOTAL</b>	<b>589.57</b>	
<b>6– 6</b>	<b>Plancher courant</b>	<b>5.30x15.74= 83.42</b>	<b>1.5x15.74=23.61</b>
	<b>Poutre principale</b>	<b>25x0.45x0.3x4.26=14.38</b>	
	<b>Poutre secondaire</b>	<b>25x0.40x0.30x3.36=10.08</b>	
	<b>Poteau</b>	<b>25x0.35x0.35x3.06=9.37</b>	
	<b>Revenant 8 - 8</b>	<b>589.57</b>	
	<b>TOTAL</b>	<b>706.82</b>	
<b>5-5</b>	<b>Plancher courant</b>	<b>5.30x15.74= 83.42</b>	<b>1.5x15.74=23.61</b>
	<b>Poutre principale</b>	<b>25x0.45x0.3x4.26=14.38</b>	
	<b>Poutre secondaire</b>	<b>25x0.40x0.30x3.36=10.08</b>	
	<b>Poteau</b>	<b>25x0.35x0.35x3.06=9.37</b>	
	<b>Revenant7 - 7</b>	<b>706.82</b>	
	<b>TOTAL</b>	<b>824.07</b>	
<b>4-4</b>	<b>Plancher courant</b>	<b>5.30x15.74= 83.42</b>	<b>1.5x15.74=23.61</b>

	Poutre principale	$25 \times 0.45 \times 0.3 \times 4.26 = 14.38$	
	Poutre secondaire	$25 \times 0.40 \times 0.30 \times 3.36 = 10.08$	
	Poteau	$25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 = 9.37$	
	Revenant 6 - 6	824.07	
	<b>TOTAL</b>	<b>941.32</b>	<b>133.08</b>
<b>3-3</b>	Plancher courant	$5.30 \times 15.74 = 83.42$	$1.5 \times 15.74 = 23.61$
	Poutre principale	$25 \times 0.45 \times 0.3 \times 4.26 = 14.38$	
	Poutre secondaire	$25 \times 0.40 \times 0.30 \times 3.36 = 10.08$	
	Poteau	$25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 = 9.37$	
	Revenant 5 – 5	941.32	
	<b>TOTAL</b>	<b>1058.57</b>	<b>146.07</b>
<b>2-2</b>	Plancher courant	$5.30 \times 15.74 = 83.42$	$1.5 \times 15.74 = 23.61$
	Poutre principale	$25 \times 0.45 \times 0.3 \times 4.26 = 14.38$	
	Poutre secondaire	$25 \times 0.40 \times 0.30 \times 3.36 = 10.08$	
	Poteau Revenant	$25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 = 9.37$	
	4 - 4	1058.57	
	<b>TOTAL</b>	<b>1175.82</b>	<b>155.98</b>
<b>1-1</b>	Plancher courant	$5.30 \times 15.74 = 83.42$	$2.5 \times 15.74 = 39.35$
	Poutre principale	$25 \times 0.45 \times 0.3 \times 4.26 = 14.38$	
	Poutre secondaire	$25 \times 0.35 \times 0.25 \times 3.36 = 7.35$	
	Poteau	$25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 = 9.37$	
	Revenant 3-3	1175.82	
	<b>TOTAL</b>	<b>1293.07</b>	<b>179.44</b>
<b>RDC</b>	Plancher courant	$5.30 \times 15.74 = 83.42$	$2.5 \times 15.74 = 39.35$
	Poutre principale	$25 \times 0.45 \times 0.3 \times 4.26 = 14.38$	
	Poutre secondaire	$25 \times 0.35 \times 0.25 \times 3.36 = 7.35$	
	Poteau	$25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 = 9.37$	
	Revenant 2-2	1293.07	
	<b>TOTAL</b>	<b>1410.32</b>	<b>202.10</b>
<b>SOUS-SOL</b>	Plancher courant	$5.30 \times 15.74 = 83.42$	$4 \times 15.74 = 62.96$
	Poutre principale	$25 \times 0.45 \times 0.3 \times 4.26 = 14.38$	
	Poutre secondaire	$25 \times 0.35 \times 0.25 \times 3.36 = 7.35$	

Poteau	25x0.35x0.35x3.06=9.37	
Revenant 1-1	1410.32	
TOTAL	1527.57	238.85

Tableau. II. 13: Calcul de l'effort normal ultime des poteaux

Etage	G	Q	Nu 1.35G+1.5 Q	Br	a x b ( cm. cm)	a x b (selon RPA)	a x b (choix)
11	120.57	15.74	168.38	107.76	12.38x12.38	(35x35)	(35x35)
10	237.82	39.35	380.08	243.25	17.30x17.30	(35x35)	(35x35)
9	355.07	39.35	538.37	344.56	20.56x20.56	(35x35)	(35x35)
8	472.32	79.22	744.58	476.53	23.83x23.82	(35x35)	(40x40)
7	589.87	96.01	940.34	601.82	26.53x26.53	(35x35)	(40x40)
6	706.82	110.18	1119.48	716.48	28.77x28.77	(35x35)	(40x40)
5	824.07	121.98	1295.46	829.09	30.79x30.79	(35x35)	(45x45)
4	941.32	133.08	1470.40	941.05	32.68x32.68	(35x35)	(45x45)
3	1058.57	146.07	1648.17	1054.83	32.49x32.49	(35x35)	(45x45)
2	1175.82	155.98	1855.86	1187.75	36.46x36.46	(35x35)	(50x50)
1	1293.07	179.44	2014.8	1289.47	37.91x37.91	(35x35)	(50x50)
RDC	1410.32	202.10	2207.08	1412.53	39.58x39.58	(35x35)	(55x55)
Sous-sol	1527.57	238.85	2420.49	1549.11	41.36x41.36	(35x35)	(55x55)

#### II.4.5 Vérification des sections :

##### ➤ Vérification du RPA :

L'article 7.4.1 du RPA 99 exige que les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone III on a : ( $b_1, h_1, h_e$  : les dimensions du poteau)

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$

- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Tableau. II. 14: Vérification du RPA

Conditions	Min( $b_1, h_1$ )	$h_e/20$	$b_1/h_1$	Vérification
(35x35)	35	15.3	1	CV
(35x35)	35	15.3	1	CV
(40x40)	40	15.3	1	CV
(40x40)	40	15.3	1	CV
(40x40)	40	15.3	1	CV
(45x45)	40	15.3	1	CV
(45x45)	45	15.3	1	CV
(45x45)	45	15.3	1	CV
(50x50)	45	15.3	1	CV
(50x50)	50	15.3	1	CV
(55x55)	50	17.85	1	CV
(55x55)	55	20.4	1	CV
(60x60)	60	15.05	1	CV

➤ Vérification au flambement :

On vérifie que  $\lambda = \frac{L_f}{i} < 35$

Pour un palier de bâtiment à étages multiples on a :  $L_f = 0,7 L$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \cdot h}} \text{ Avec } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{h^4}{12} \Rightarrow i = \frac{h}{\sqrt{12}} \text{ donc } \lambda = \frac{l_f}{h} \sqrt{12}$$



Tableau. II. 15:Vérification du flambement

Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Λ	λ≤35
(35x35)	214.2	10.10	21.20	CV
(35x35)	214.2	10.10	21.20	CV
(40x40)	214.2	11.54	18.55	CV
(40x40)	214.2	11.54	18.55	CV
(40x40)	214.2	11.54	18.55	CV
(45x45)	214.2	12.99	16.49	CV
(45x45)	214.2	12.99	16.49	CV
(45x45)	214.2	12.99	16.49	CV
(50x50)	214.2	14.43	14.84	CV
(50x50)	214.2	14.43	14.84	CV
(55x55)	249.9	15.87	15.74	CV
(55x55)	285.6	15.87	17.98	CV
(60x60)	210.7	17.32	13.16	CV

### III.1 Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

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

### III.2 L'Acrotère:

#### III.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade ; il est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Cet élément est calculé en flexion composée dans la section d'encastrement, pour une bande de 1 ml.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'E.L.U et à E.L.S.

#### ❖ Dimension de l'acrotère:

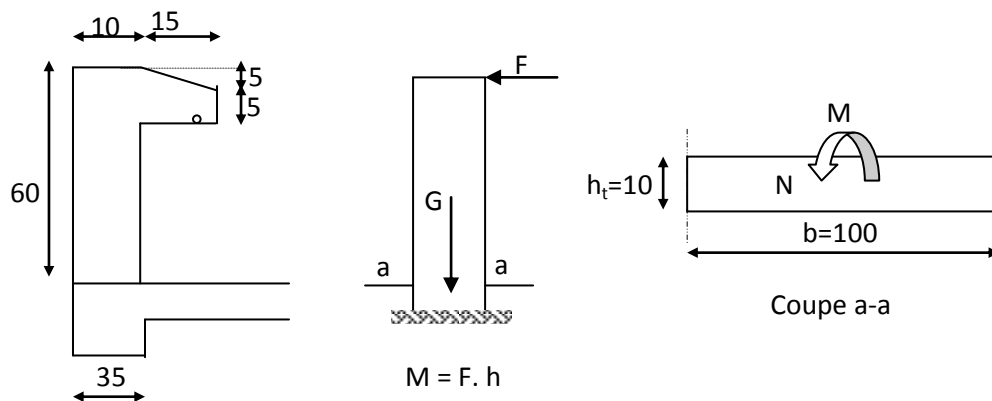


Figure. III. 1: coupe verticale de l'acrotère

## ❖ Schéma statique :

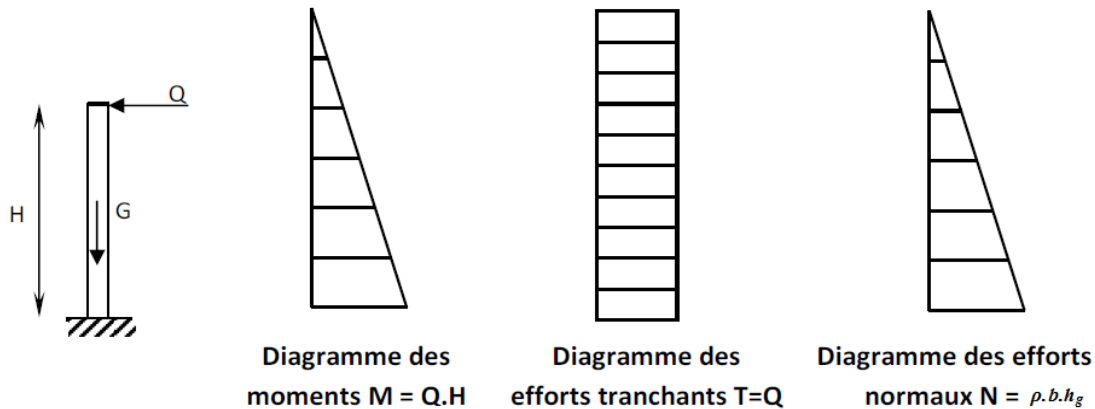
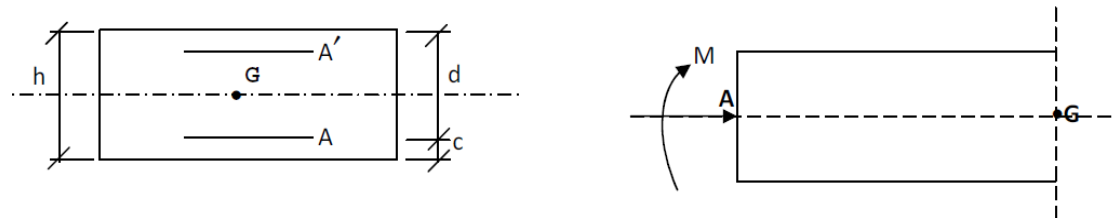


Figure. III. 2: Schéma statique de l'acrotère.

## III.2.2 Détermination des sollicitations:



- La surface de l'acrotère est :  $S = 0.071\text{m}^2$
- Poids propre de l'acrotère :  $p = (0.071 * 25) = 1.78 \text{ KN/ml}$
- Revêtement en ciment : ( $e = 0.02 \text{ m}$   $\rho_{\text{mortier}} = 18 \text{ KN/m}^2$ )  
 $L = \sqrt{15^2 + 5^2} = 15.81\text{cm}$   
 $G_R = 0.02 * 18 * (60 + 10 + 15.81 + 5 + 15 + 50) * 10^{-2} = 0.561\text{KN}$
- Charge Permanente :  $G = 1.78 + 0.561 = 2.341 \text{ KN/ml}$
- Charge exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1 = 2.341 \text{ KN}$ .
- Effort tranchant :  $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$ .
- Moment fléchissant max dû à la surcharge  $Q$  :  $M = Q \times H \times 1 = 0,60 \text{ KN. m}$

## III.2.3 Calcul de la force sismique F (RPA art 6.2.3) :

Les forces horizontales de calcul  $F$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F = 4. A. C_P. W$$

**Avec :**

**A :** Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié (**A = 0,25**).

**C:** Facteur de force horizontale (**C= 0,8**).

**W :** Poids de l'élément considéré.

D'où **F= 4 X 0,25 X 0,8 X 2.341= 1.873KN/ml**.

❖ **Remarque :**

Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de **1 ml** de la largeur en flexion composée.

### III.2.4 Combinaison de sollicitation :

➤ **A l'ELU:**

Effort normal:  $N_u = 1,35 \times G = 3.160 \text{KN}$ .

Moment encastrement :  $M_u = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :  $V_u = 1.5 Q = 1.5 * 1 = 1.5 \text{ KN}$ .

➤ **A l'ELS:**

$N_s = G = 2.341 \text{ KN}$

$M_s = Q * h = 1 * 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

$V_s = Q = 1 \text{ KN}$ .

### III.2.5 Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section ( $b \times h$ )  $\text{cm}^2$  soumise à la flexion composée.

**h :** Epaisseur de la section : 10cm

**b :** largeur de la section : 100cm

**cet c' :** Enrobage : 2cm

**d = h - c :** Hauteur utile

**M<sub>f</sub> :** Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

a) **Calcul des armatures à l'ELU:**

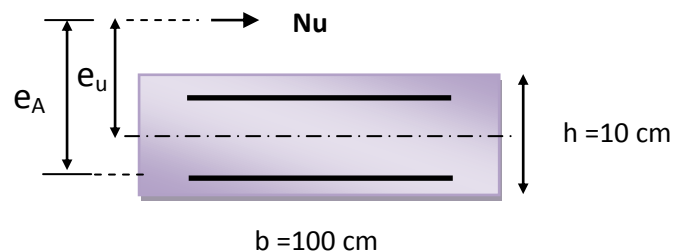
➤ **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 10^2}{3.160} = 28.48$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - C < e_u \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les

armatures d'où la section est partiellement comprimée.



Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif  $M$ , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

b) **Calcule en flexion simple:**

➤ **Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times e_f = N_u \times \left( e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 3.160 \left( 0.30 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 1.043 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1.043 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\text{Avec: } f_{bu} = \frac{0.85 x f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 14.2 \text{ MPa}$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.392 \implies$  La section est simplement armée, donc :  $A' = 0$  (pas d'armature comprimé).

➤ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{Z d \sigma_s}$$

$$Z = (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que: } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.011)}) = 0.0138$$

**Donc :  $Z = 0.994$**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{1.043 \times 10^6}{0.994 \times 80 \times 348} = 37.6 \text{ mm}^2 = 0.38 \text{ cm}^2$$

c) **Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée :**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 38 - \frac{3.160 \times 10^3}{348} = 29 \text{ mm}^2 = 0.29 \text{ cm}^2$$

**III.2.6 Les Vérifications:**

• **Vérifications à L'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99):**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :  $A_s \geq A_{\min}$ .

$$A_{\min} = 0.23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$$

**Donc :**

$A_s = 0.29 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 \implies$  Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ .

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.501 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Repartie sur 60 cm de hauteur, avec un espacement :

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

• **Vérification au cisaillement: (Art III.2 / BAEL 91):**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa. (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 80} = 0.018 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.018 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies$  la condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

• **Vérification de l'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\psi_s$  : Coefficient de seulement ( $\psi_s = 1.5$  acier Fe 400 haute adhérence).

$\sum U_i$  = Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

**n** : Nombre des barres

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 80 \cdot 100.48} = 0.207 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 0.207 < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} \implies$  La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

### III.2.7 Vérification à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

## ❖ Dans le béton:

➤ On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = k.y$ )

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \text{ Avec: } \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie}) \\ y : \text{position de l'axe neutre} \end{array} \right.$$

## ✓ Position de l'axe neutre:

$$by^2 + 30(A+A')y - 30(dA+d'A') = 0 \quad \Longrightarrow \quad Y = 1.91 \text{ cm.}$$

## ✓ Calcul de Moment d'inertie I :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \quad I = 1350.46\text{cm}^4$$

$$D'où : K = \frac{0.6 \cdot 10^6}{1350.46 \cdot 10^4} = 0.0444 \text{ Mpa /mm}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0444 \cdot 19.1 = 0.85\text{Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

## ➤ Dans l'acier :

✓ On doit vérifier que  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}) \right\}$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour des HA} > 6 \text{ mm}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 226.6\text{MPa}; \max(200 \text{ MPA}, 201.6\text{MPa}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_s = nK(d-y) \text{ Tel que } n = 15$$

$$\sigma_s = 40.56 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.66 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'écartement des barres:**

- **Armatures verticales:**

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

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition:**

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au flambement:**

- **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{i}$$

Avec :

$\lambda$  : Elancement de l'élément.

$L_f$  : Longueur de flambement.

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie de la section.

$A$  : Section de l'élément.

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2 L_0 = 2H = 2(0.6) = 1.2 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1.2 \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 41.58$$

- **Vérification à l'élanement :**

$$\lambda \leq \max [50; \min (\frac{67e_u}{h}; 100)] = \max [50 ; \min (190.816 ; 100)]$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max (50 ; 100) = 100 \implies \text{Condition vérifiée}$$



III.2.8 Schéma de ferrailage :

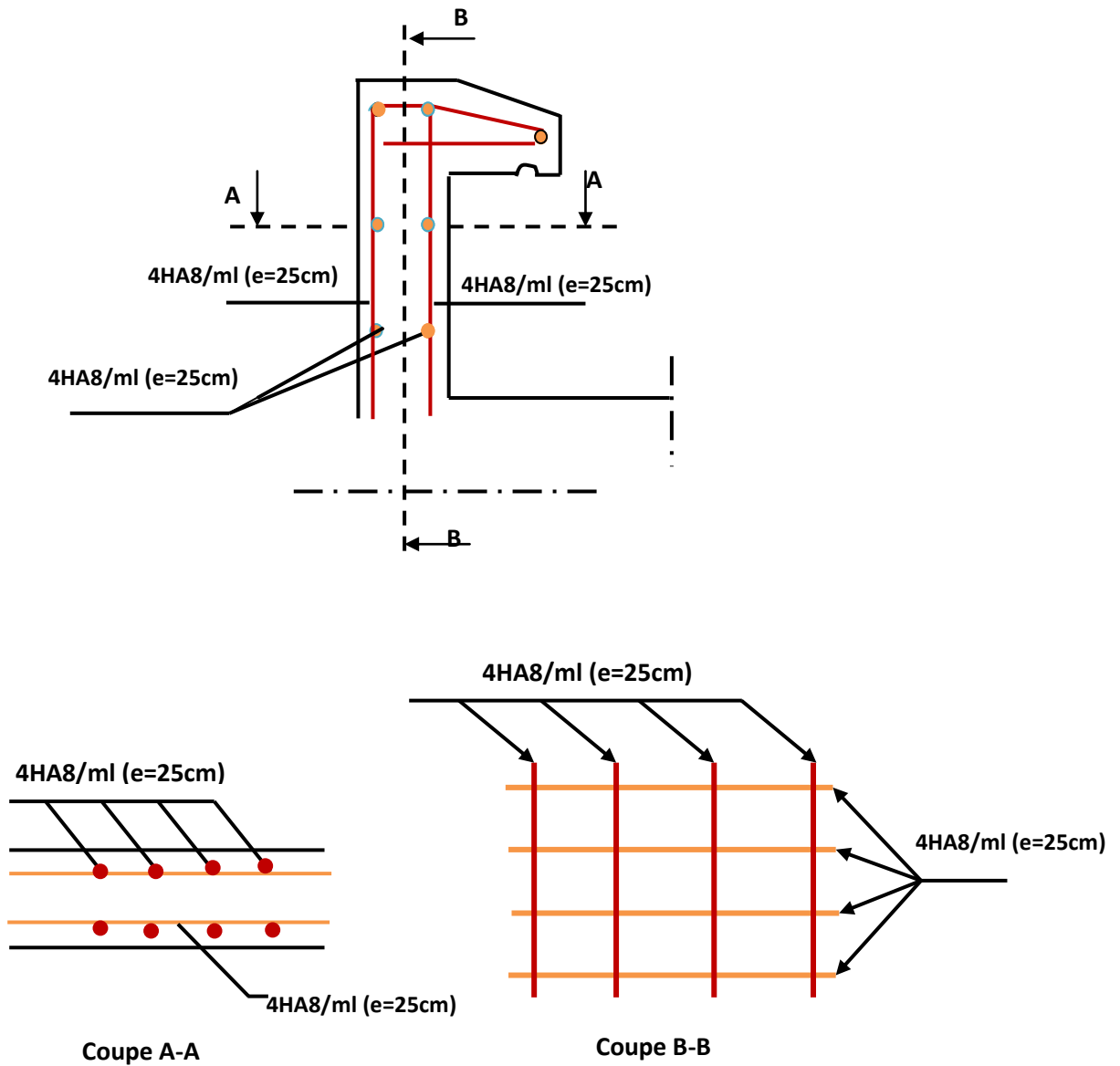


Figure. III. 3: Schémas de ferrailage de l'acrotère

### III.3 Etude des balcons :

Le balcon travaille comme une console dalle pleine encadrée à son extrémité au niveau de la poutre de rive. Avec une portée de 1.20 m et une épaisseur de 15cm.

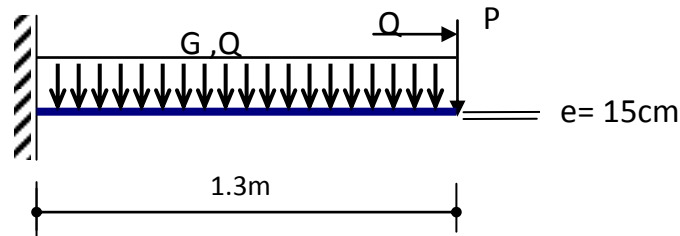


Figure. III. 4: Schéma statique.

- **Charge permanente :**

Pour une bande de 1m ;  $G = 5,30$  (KN/ml)

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 3,50 \text{ (KN/ml)}$$

#### III.3.1 Evaluation des actions :

- Epaisseur de la dalle  $e = 15$  cm.
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
- charges permanentes :  $G_1 = 5.3 \text{ KN/ m}^2$ .
- surcharges sur le balcon :  $Q_1 = 3.5 \text{ KN/ m}^2$ .
- charges de garde corps :  $G_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$ .
- surcharges dus à la main courante :  $Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$ .

#### III.3.2 Calcul des sollicitations

le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

- **ELU :**

$$q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 \times 5.30 + 1.5 \times 3.5 = 12.41 \text{ KN/ml}$$

$$Q_2 = 1.5 Q_2 = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 G_2 = 1.35 \text{ KN}$$

- **ELS :**

$$q_s = G + Q = 5.30 + 3.5 = 8.80 \text{ KN/m.}$$

$$Q_s = Q_2 = 1 \text{ KN.}$$

$P_s = G_2 = 1 \text{ KN}$ .

- Schéma statique de calcul :

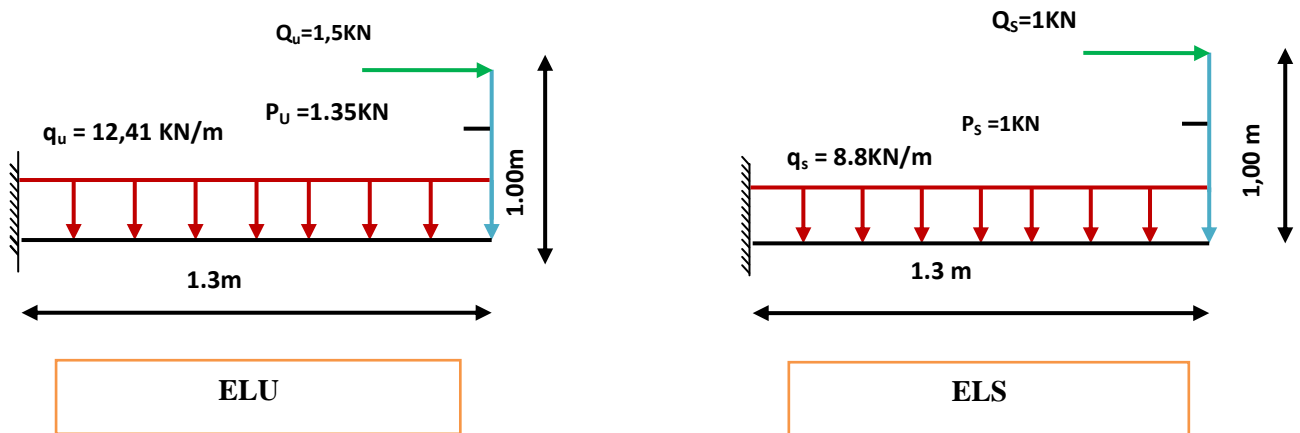


Figure. III. 5: Schéma statique (ELU) et ELS.

➤ L'ELU:

❖ Tronçon :  $0 \leq x \leq 1.3\text{m}$  :

$$M_u(x) = -q_u \frac{x^2}{2} - p_u(x) - Q_u(x) \Rightarrow \begin{cases} M_u(0\text{m}) = -1.5 \text{ KN.m} \\ M_u(1.3\text{m}) = -13.73\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_u(x) = -6.2 x^2 - 1.35 x - 1.5$$

$$T_u(x) = \begin{cases} q_u x + p_u \\ 12.41x + 1.35 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_u(0\text{m}) = 1.35 \text{ KN.m} \\ T_u(1.3\text{m}) = 17.48\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ L'ELS:

❖ Tronçon :  $0 \leq x \leq 1.3\text{m}$  :

$$M_s(x) = -q_s \frac{x^2}{2} - p_s(x) - Q_s(x) \Rightarrow \begin{cases} T_u(0\text{m}) = -1\text{KN.m} \\ T_u(1.3\text{m}) = -9.74\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_s(x) = -4.4 x^2 - x - 1$$

$$T_s(x) = q_s X + p_s \Rightarrow \begin{cases} T_u(0\text{m}) = 1\text{KN.m} \\ T_u(1.3\text{m}) = 12.44\text{KN.m} \end{cases}$$

$$T_s(x) = 8.8 X + 1$$

Tableau. III. 1:tableau des sollicitations.

Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.3	X=0	X=1.3
T(x) KN	1.35	17.48	1	12.44
M(X) KN.m	1.5	13.73	1	9.74

- Diagramme des moments et des efforts tranchant :

➤ L'ELU :

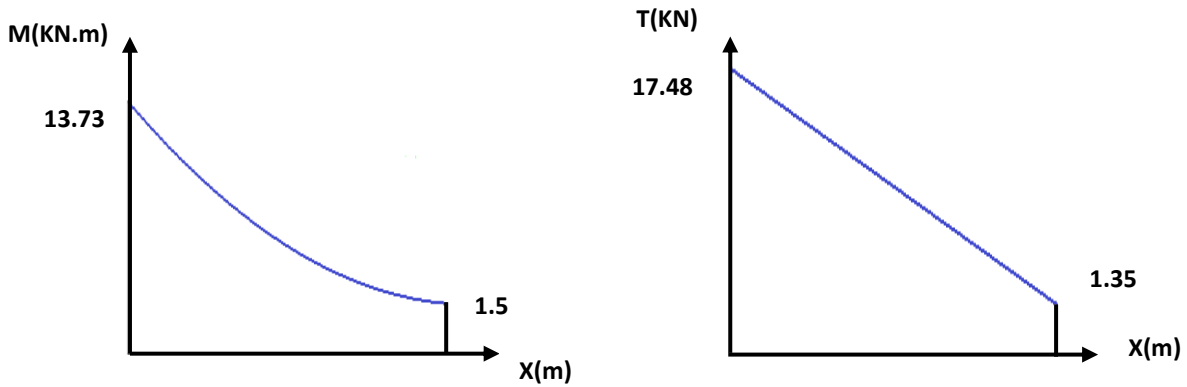


Figure. III. 6:Diagramme du moment et de l'effort tranchant à ELU

➤ L'ELS :

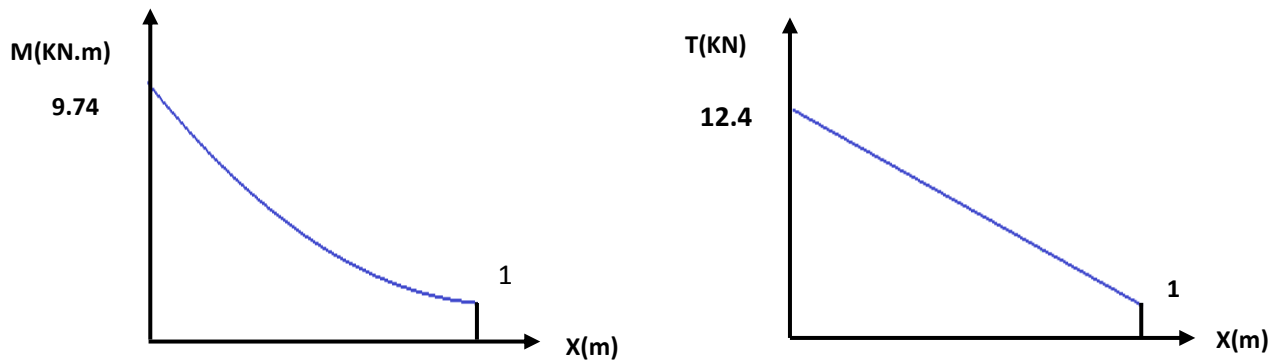


Figure. III. 7:Diagramme du moment et de l'effort tranchant à ELS

## III.3.3 Les Ferrailage :

## Calcul des armatures :

## ➤ Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m}, \quad h = 15 \text{ cm}, \quad d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$

$$M_u = 13.73 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{13.73 \cdot 10^6}{1000 \cdot 135^2 \cdot 14.2} = 0.0460$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{13.73}{9.74} = 1.4$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.299$$

## D'OU:

$$\mu_{bu} = 0.046 < \mu_{lu} = 0.299 \implies A' = 0 \text{ (section simplement armée S.S.A).}$$

$$\mu_{bu} = 0.0460 < 0.275 \implies \text{méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.135 (1 - 0.6 \times 0.046) = 0.131 \text{ m.}$$

$$A_L = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{13.73 \cdot 10^6}{131 \cdot 348} = 3.01 \text{ cm}^2 \implies \boxed{5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2}$$

Soit :avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$

## ➤ Armature de répartition :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \implies \boxed{5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2}$$

Soit :avec :  $S_t = 20 \text{ cm.}$

## III.3.4 Vérifications :

## • Vérification à l'ELU :

## ❖ Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 1000 \cdot (135) \cdot (2,1)}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 & \implies \text{C.V} \\ A_r = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 & \implies \text{C.V} \end{cases}$$

## • Vérification de disposition d'armature:

## ❖ Armature longitudinale :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur du balcon = 15 cm

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

## ❖ Armature de répartition:

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

## • Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$V_u = 17,48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau} \quad \text{Avec :}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 2,5 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{17,48 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,129 < 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

## • Vérification de l'adhérence d'appui : (Art A 6.1.3 BAEL 91)

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$V_u^{\max} = 17.48 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{17.48 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.4} = 0.764 \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = 0.764 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

• **Vérification à L'ELS :**

❖ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

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

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

**Tableau. III. 2: Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS**

<i>M<sub>ser</sub></i> (KN.m)	<i>A<sub>s</sub></i> (cm <sup>2</sup> )	<i>I</i> (cm <sup>4</sup> )	<i>Y</i> (cm)	<i>K</i> (MPa/mm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	<i>Observation</i>
9.74	5.65	9781.97	4.01	0.0995	3.99	15	C.V

Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta^* f_{t28}} \right\} = \min \left\{ 266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) = 15 \cdot 0,0995 \cdot (135 - 40,1) = 141,64 \text{ N/mm}^2 = 141,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 141,64 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

• Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{0,15}{1,3} = 0,115 \geq 0,062 \implies \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \frac{0,15}{1,3} = 0,115 \geq 0,1 \implies \text{C.V}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,0045 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \implies \text{C.V}$$

### III.3.5 Schéma de ferrailage pour le balcon

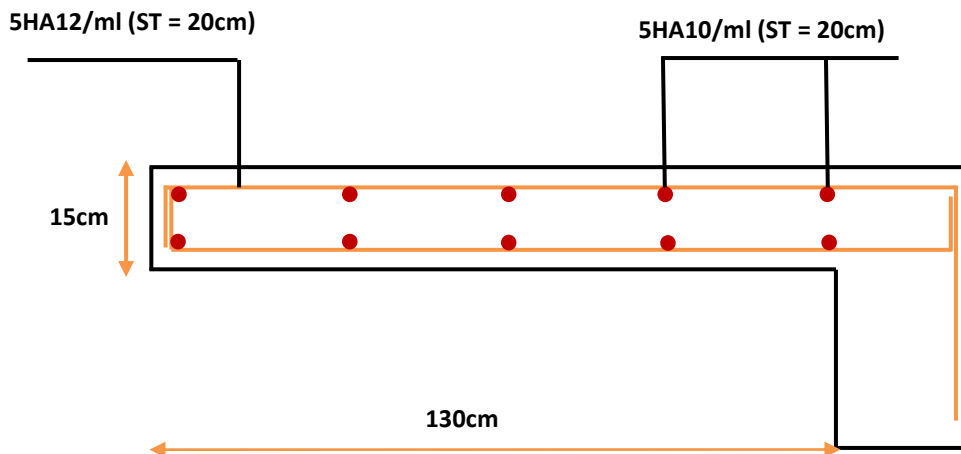


Figure. III. 8: Schéma de ferrailage pour le balcon



### III.4 Calcul des escaliers :

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction.

Les escaliers de notre bâtiment sont de type droit avec deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1 m**.

La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries.

#### III.4.1 Calcul des sollicitations :

##### III.4.1.1 Type 1 : (e = 20 cm)

Tableau. III. 3: Charge permanente et Charge d'exploitation de Paillasse et Palier

Les charges	Paillasse	Palier
Charge permanente G [KN/m <sup>2</sup> ]	9.35	5.15
Charge d'exploitation Q [KN/m <sup>2</sup> ]	2.5	2.5

- **Combinaisons des charges :**

- ❖ à L'ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

➤ **Paillasse :**  $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 9.35) + (1.5 \times 2.5) = 16.37 \text{ KN/m}$ .

➤ **Palier de repos :**  $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.15) + (1.5 \times 2.5) = 10.70 \text{ KN/m}$

- à L'ELS :

$$P_s = G + Q$$

➤ **Paillasse :**  $P_s = G + Q = 9.35 + 2.5 = 11.85 \text{ kN/m}$

➤ **Palier de repos :**  $P_s = G + Q = 5.15 + 2.5 = 7.65 \text{ KN/m}$

➤ ELU :

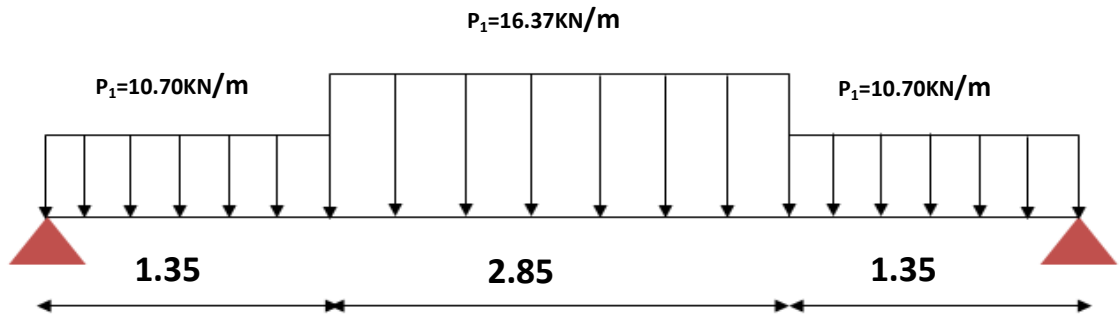


Figure. III. 9:Schéma statique(ELU)

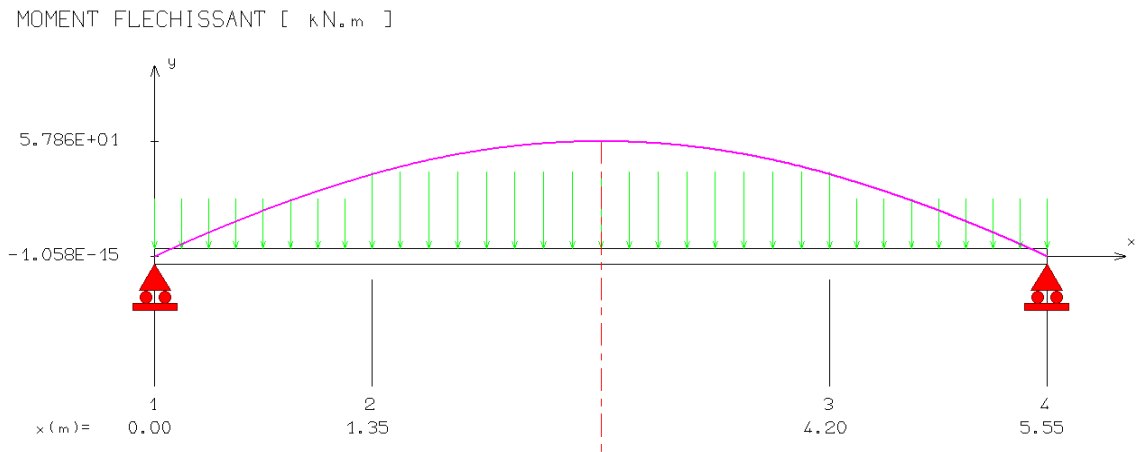


Figure. III. 10:Diagramme de moment fléchissant

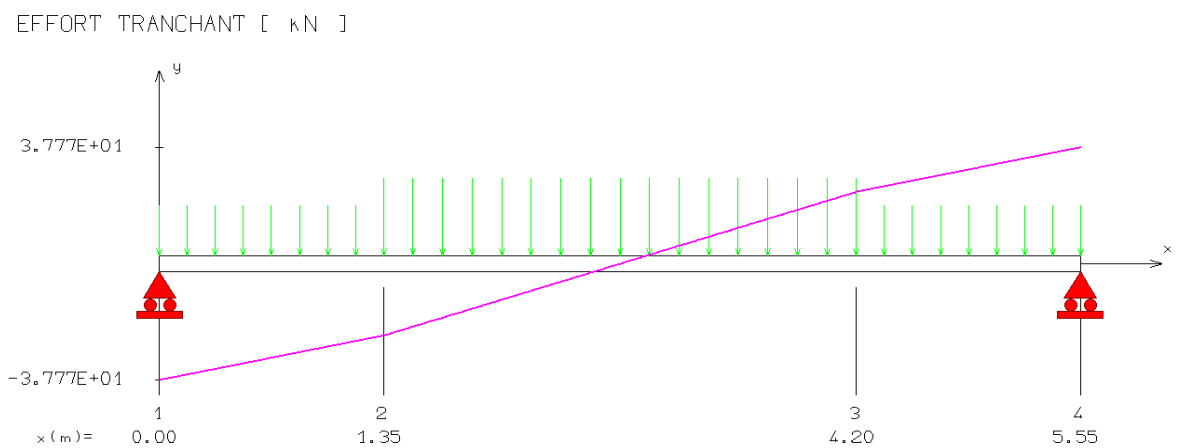


Figure. III. 11:Diagramme de l'effort tranchant

D'après les diagrammes de moment et l'effort tranchant on adopte :

$$M_{\max} = 57.86 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = - 0.3 * 57.86 = - 17.35 \text{KN .m}$$

$$M_{\text{travé}} = 0.85 * 57.86 = 49.18 \text{KN.m}$$

$$T_{\max} = 37.77 \text{ KN}$$

➤ ELS

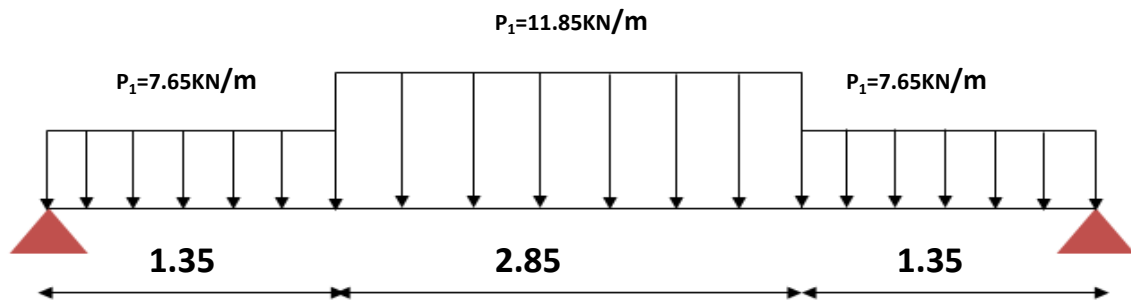


Figure. III. 12:Schéma statique(ELS)

MOMENT FLECHISSANT [ kN.m ]

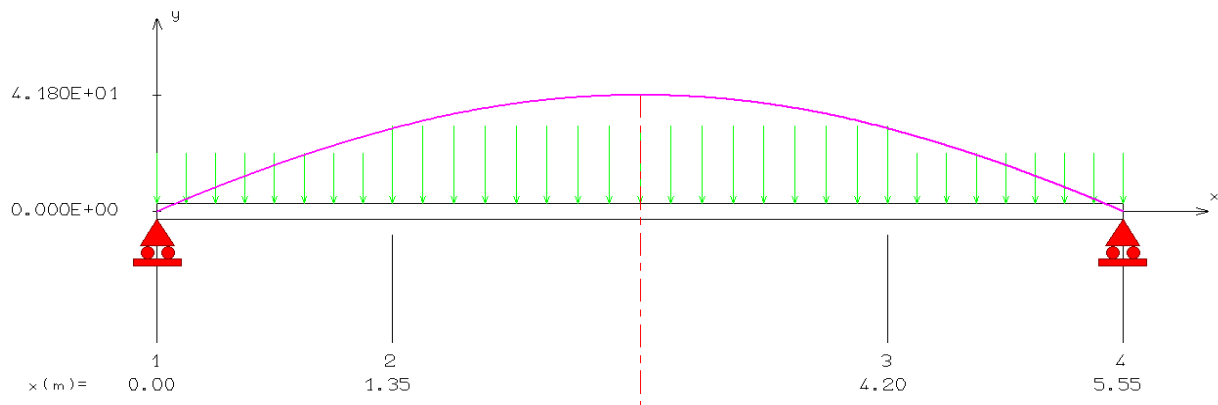


Figure. III. 13:Diagramme de moment fléchissant

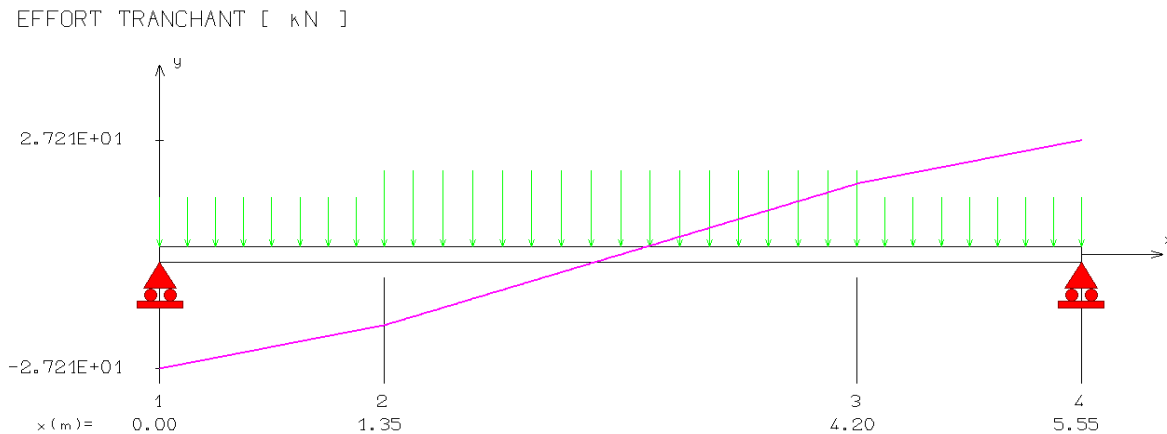


Figure. III. 14: Diagramme de l'effort tranchant

D'après les diagrammes de moment et l'effort tranchant on adopte :

$$M_{\max} = 41,80 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 * 41,80 = -12,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 0,85 * 41,80 = 35,53 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = 27,21 \text{ kN}$$

### III.4.1.2 Ferrailage :

Calcul des armatures :

➤ En appuis :

➤ Armature longitudinale :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17,35 * 10^6}{1000 * 180^2 * 14,2} = 0,038$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{17,35}{12,54} = 1,38$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0,29$$

$$\mu_{bu} = 0,038 < \mu_{lu} = 0,29 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0,038 < 0,275 \Rightarrow$  on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 18 * (1 - (0,6 * 0,038)) = 17,59 \text{ cm.}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{15.24 \times 10^6}{175.9 \times 348} = 248.96 \text{ mm}^2 = 2.49 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_s = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$

➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_s = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$

$S_t = 20 \text{ cm}$

❖ En travée :

➤ Armature longitudinale :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{49.18 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.107$$

$$\mu_{bu} = 0.107 < \mu_{lu} = 0.29 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0.107 < 0.275 \Rightarrow$  on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 18 \times (1 - (0.6 \times 0.107)) = 16.84 \text{ cm}.$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{49.18 \times 10^6}{168.4 \times 348} = 839.20 \text{ mm}^2 = 8.39 \text{ cm}^2.$$

On prend:  $A_s = 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$

$S_t = 100/6 = 16.66 \text{ cm}$

on adopte  $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_s = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$

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

**III.4.1.3 les Vérification :**

❖ **Condition de non fragilité (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 2.17 \text{cm}^2$$

➤ **En appuis :**  $A_a = 3.93 \text{cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **En travée :**  $A_t = 9.24 \text{cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \Rightarrow$  Condition vérifiée

• **Vérification de disposition d'armature :**

(Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

**Armature longitudinale :**

$$St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(60; 33) = 33\text{cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

**Avec :**

$h =$  l'épaisseur de la paillasse ( $h = 20\text{cm}$ )

• **Armature de répartition :**

$$St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = (80; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 20\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

• **Vérification de l'effort tranchant : (Art : A.5.1.2. BAEL.91 Version 99)**

$$T_u = 37.77\text{KN}$$

**Donc il faut vérifier que :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{37.77 * 10^3}{1000 * 180} = 0,210\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \quad \text{----- C V}$$

• **Vérification de l'adhérence (Art : A.6.1.3. BAEL.91 Version 99)**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28} \quad \psi_s : \text{Coefficient de scellement. } (\psi_s = 1,5 \text{ pour FeE400})$$

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$\sum u_i = n\pi\phi$  : Somme du périmètre utile des barres

$n$ : nombre des barres,

$\phi$  : Diamètre des barres ( $\phi = 10\text{mm}$ )

$$\tau_s = \frac{37.77 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 180 \cdot 157} = 1.48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.48 < 3.15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

- **Conclusion :**

Condition vérifier donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

- **Influence sur le béton :** (Art : A.5.1.3.21. BAEL.91 Version 99).

On doit avoir que :  $T_u^{\max} < \bar{T}_U = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$  Avec :

$a = 0,9d = a = (0.9) \times (180) = 16.2 \text{ cm}$  (longueur de l'appui)

$$T_u^{\max} = 37.77 \text{ KN}$$

$$Tu = 0.4 \cdot 25 / 1.5 \cdot 1000 \cdot 162 = 1080 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 37.77 \text{ KN} \leq Tu = 1080 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures:**

On doit vérifier que :

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ Tu + \frac{M \text{ appui}}{0.9d} \right]$$

$$A_{S \text{ appui}} = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$3.93 \geq \frac{1.15}{400} \left[ 37.77 + \frac{17.35}{0.9 \cdot 0.180} \right] = 4.16 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

Donc on prendre  $A_S = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$

- **Contrainte de compression dans le béton ELS:**

❖ **En appuie :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé : ( $\sigma_{bc} = KY$ )

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

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

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[ \sqrt{I + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - I \right]$$

**Tableau. III. 4: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS**

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (MPa/mm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
appui	12.54	4.71	15906.8	4.39	0.079	3.47	15	C.V

- **Contrainte de compression dans le béton ELS:**

❖ **En travée :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé : ( $\sigma_{bc} = KY$ )

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

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

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[ \sqrt{I + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - I \right]$$



Tableau. III. 5: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (MPa/m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	35.53	9.24	27132.85	5.81	0.131	7.61	15	C.V

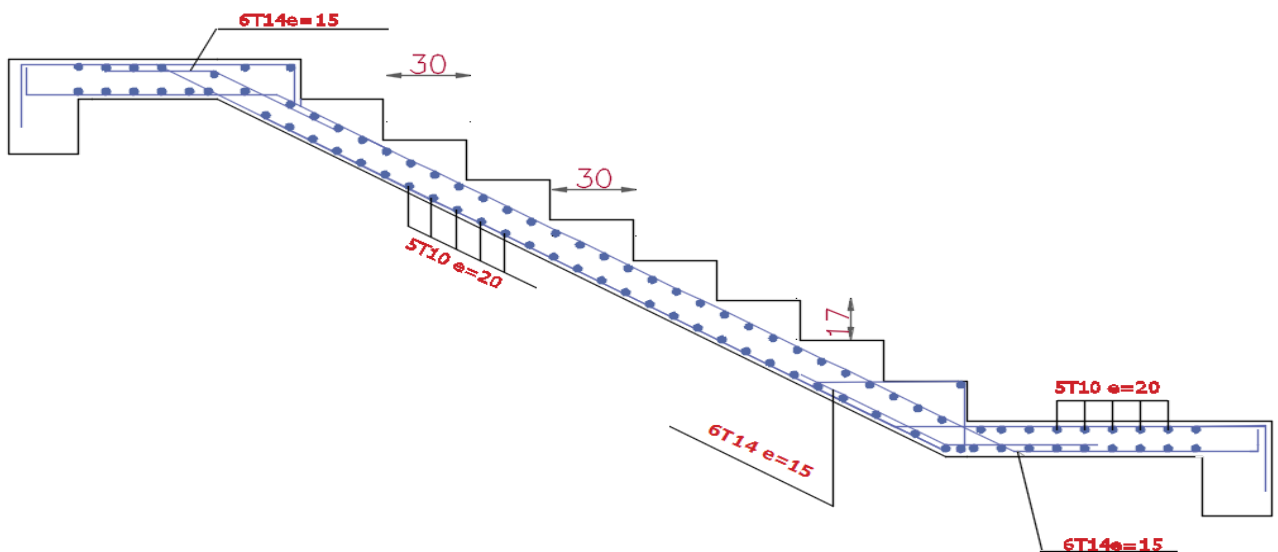


Figure. III. 15:Schéma de ferrailage l'escalier

### III.4.2 Calcul des sollicitations:

#### III.4.2.1 Type 2: (e = 20 cm)

Tableau. III. 6:Charge permanente et Charge d'exploitation de Paillasse et Palier

Les charges	Paillasse
Charge permanente G [KN/m <sup>2</sup> ]	9.26
Charge d'exploitation Q [KN/m <sup>2</sup> ]	2.5

#### ❖ Combinaisons des charges :

##### ➤ à L'ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

- Paillasse :  $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 9.26) + (1.5 \times 2.5) = 16.25 \text{ KN/m}$ .

➤ à L'ELS :

$$P_s = G + Q$$

- Paillasse :  $P_s = G + Q = 9.26 + 2.5 = 11.76 \text{ kN/m}$
- ELU :

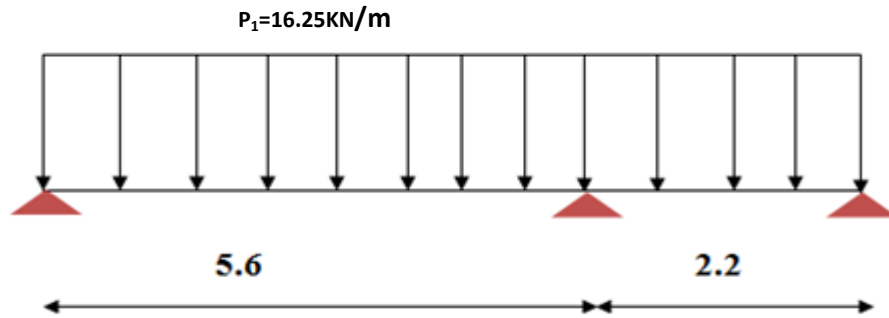


Figure. III. 16: Schéma statique (ELU)

Schéma statique (ELU)

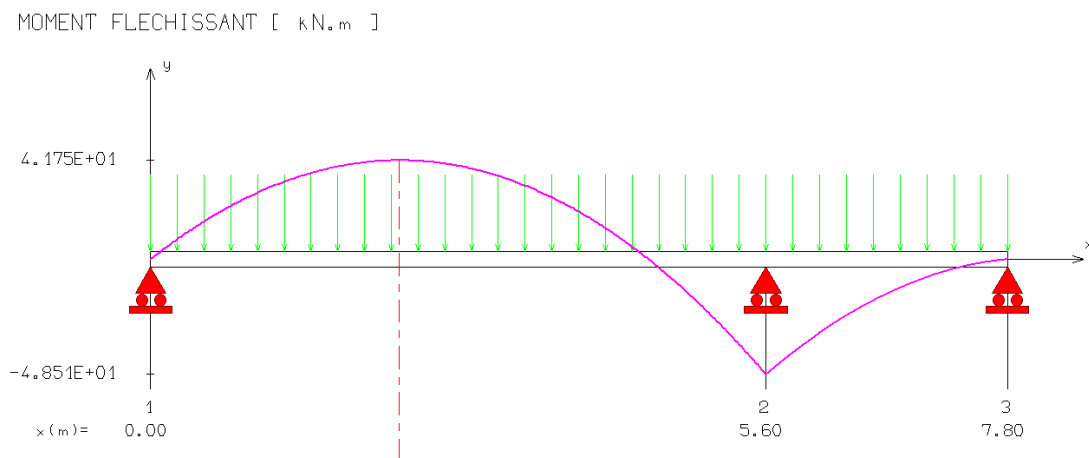


Figure. III. 17: Diagramme de moment fléchissant

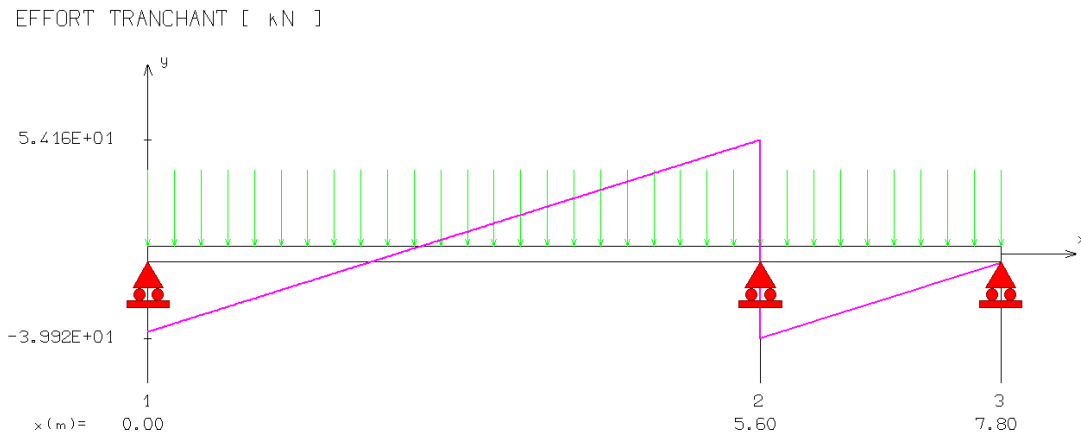


Figure. III. 18: Diagramme de l'effort tranchant

D'après les diagrammes de moment et l'effort tranchant on adopte :

$$M_{\max} = 48.51 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0.5 * 48.51 = -24.25 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 0.85 * 48.51 = 41.23 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = 54.16 \text{ kN}$$

- ELS

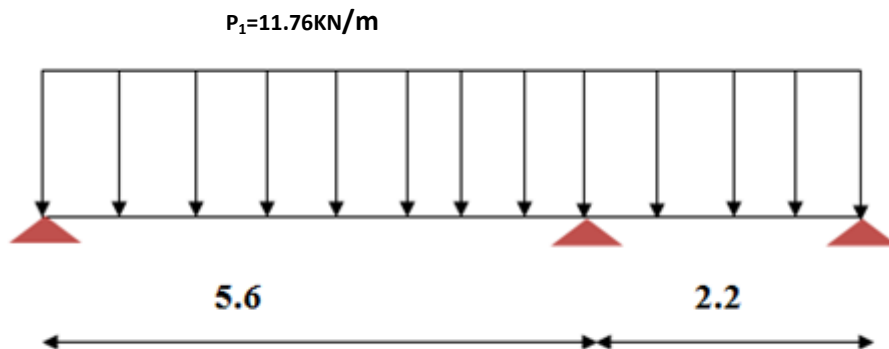


Figure. III. 19: Schéma statique (ELS)

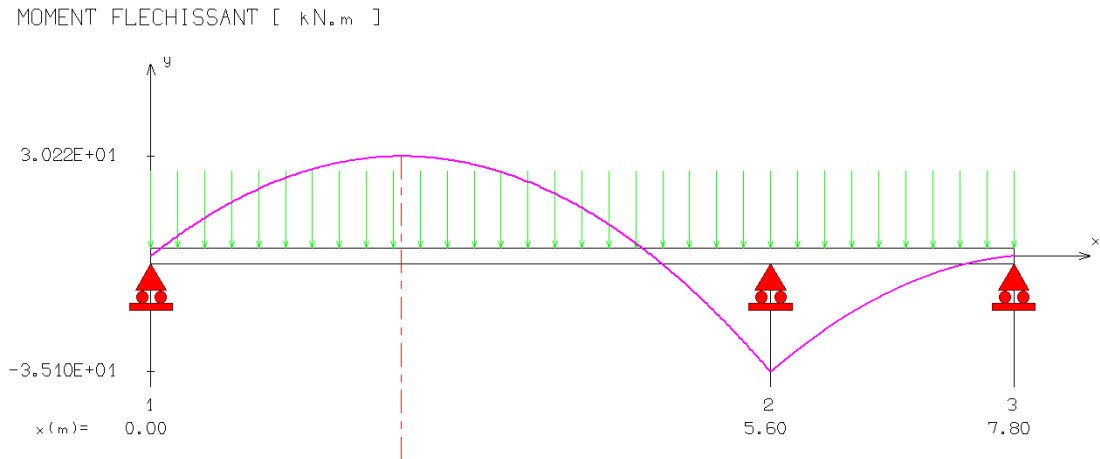


Figure. III. 20:Diagramme de moment fléchissant

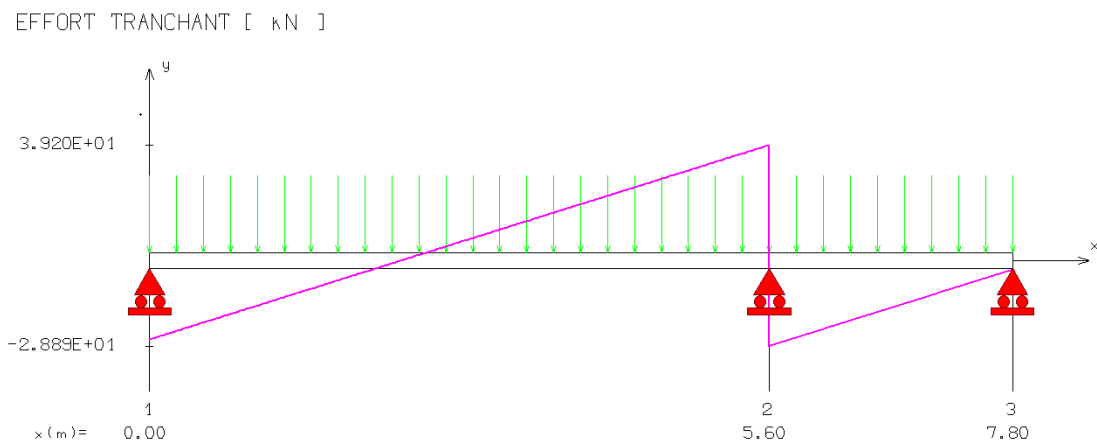


Figure. III. 21:Diagramme de l'effort tranchant

D'après les diagrammes de moment et l'effort tranchant on adopte :

$$M_{\max} = 35.10 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0.5 * 35.10 = -17.55 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 0.85 * 32.78 = 27.86 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = 29.14 \text{ kN}$$

**III.4.2.2 Ferrailage A ELU:****Calcul des armatures :**

➤ **En appuis :**

➤ **Armature longitudinale :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{24.25 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.053$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{24.25}{17.55} = 1.38$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.292$$

$$\mu_{bu} = 0.053 < \mu_{lu} = 0.292 \Rightarrow A' = 0$$

on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 18 \times (1 - (0.6 \times 0.053)) = 17.43 \text{ cm.}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{24.25 \times 10^6}{174.3 \times 348} = 3.99 \text{ cm}^2.$$

**On prend :**  $A_s = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$

$S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

**On prend :**  $A_s = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$

$S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **En travée :**

➤ **Armature longitudinale :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{41.23 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.09$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{41.23}{27.86} = 1.48$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.327$$

on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 18 \times (1 - (0.6 \times 0.09)) = 17.028 \text{ cm.}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{41.23 \times 10^6}{170.28 \times 348} = 6.96 \text{ cm}^2.$$

On prend :  $A_s = 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2$

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

➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{Al}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

On prend:  $A_s = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$

$$S_t = 100/5 = 25 \text{ cm} \quad \text{on adopte } S_t = 20 \text{ cm}$$

### III.4.2.3 Les Vérification :

❖ Condition de non fragilité (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

En appuis :  $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

En travée :  $A_t = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

• vérification de disposition d'armature :

(Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

• Armature longitudinale :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(60; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

Avec :

$h =$  l'épaisseur de la paillasse ( $h = 20 \text{ cm}$ )

- **Armature de répartition :**

$$St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = (80; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$$

$$St = 20\text{cm} < 45\text{cm} \implies \text{C.V}$$

- **Vérification de l'effort tranchant : (Art : A.5.1.2. BAEL.91 Version 99)**

$$T_u = 54.16\text{KN}$$

Donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{54.16 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,30\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \quad \text{----- C V}$$

- **Vérification de l'adhérence (Art : A.6.1.3. BAEL.91 Version 99)**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28} \quad \psi_s : \text{Coefficient de scellement. } (\psi_s = 1,5 \text{ pour FeE400})$$

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum u_i = n\pi\phi : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n:nombre des barres,

$\phi$  : Diamètre des barres ( $\phi = 12\text{mm}$ )

$$\tau_s = \frac{54.16 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 180 \cdot 188.4} = 1.77\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15\text{MPa}$$

$$\tau_s = 1.77 < 3.15\text{ MPa} \quad \text{----- C V}$$

- **Conclusion :**

Condition vérifier donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

- **Influence sur le béton** : (Art : A.5.1.3.21.BAEL.91 Version 99).

On doit avoir que :  $T_u^{\max} \prec \overline{T_U} = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$

Avec :

$a=0,9d = a = (0,9) \times (180) = 162\text{cm}$  (longueur de l'appui)

$$T_u^{\max} = 54.16\text{KN}$$

$$T_u = 0.4 \times 25 / 1.5 \times 1000 \times 162 = 1080 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 54.16\text{KN} \leq T_u = 1080\text{KN} \text{ -----C.V}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inferieurs:**

**On doit vérifier que :**

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ T_u + \frac{M \text{ appui}}{0.9d} \right]$$

$$A_{S \text{ appui}} = 5.65\text{cm}$$

$$5.65 \geq \frac{1.15 \times 1000}{400} \left[ 54.16 + \frac{24.25}{0.9 \times 0.180} \right] = 5.86\text{cm}^2 \text{ -----C.N. V}$$

Donc on prend :  $A_S = 6\text{HA}12 = 6.79\text{cm}^2$

$S_t = 15\text{cm}$

- **Contrainte de compression dans le béton ELS:**

❖ **En appuie**

$$\sigma_{bc} \prec \overline{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé : ( $\sigma_{bc} = KY$ )**

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

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

$$y = \frac{15(A_S + A_S'')}{b} \left[ \sqrt{I + \frac{b(d \cdot A_S + d' \cdot A_S'')}{7.5(A_S + A_S'')^2}} - I \right]$$



Tableau. III. 7: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (MPa/mm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
appui	24.25	6.79	21370.27	5.12	0.113	5.81	15	C.V

- Contrainte de compression dans le béton ELS:

- En travée:

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé : ( $\sigma_{bc} = KY$ )

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

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

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[ \sqrt{I + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - I \right]$$

Tableau. III. 8: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (MPa/mm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	27.86	7.7	23585.59	5.39	0.118	6.37	15	C.V

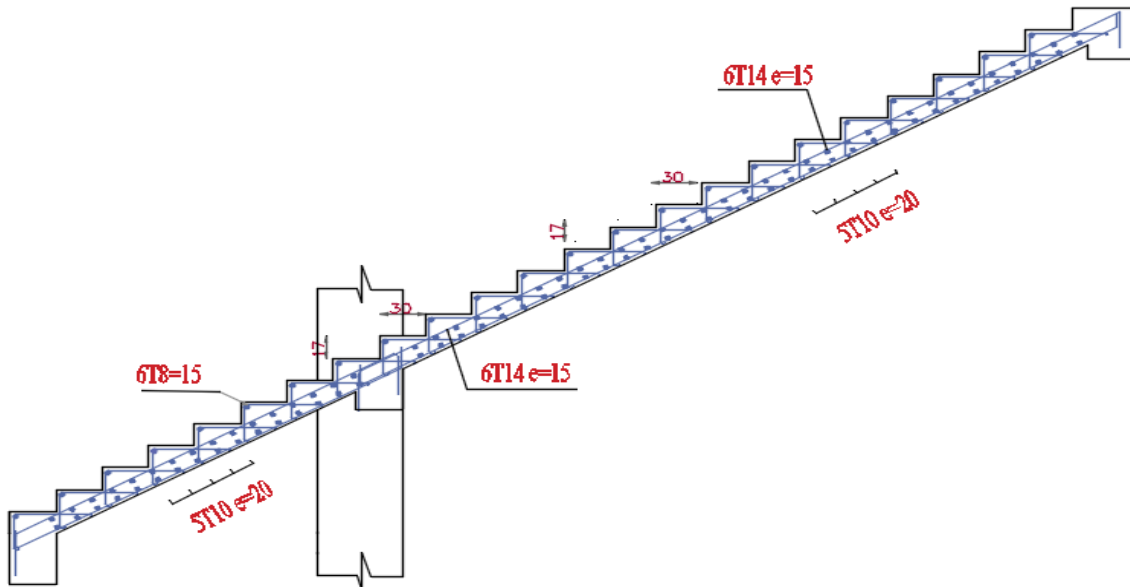


Figure. III. 22:Schéma de ferrailage l'escalier

### III.4.3 Étude de la poutre chinage :

- Pré-dimensionnement de la poutre chinage :

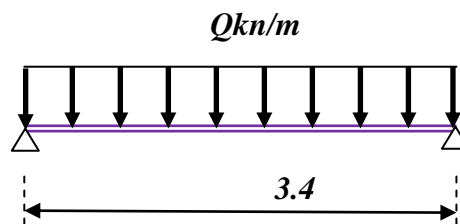


Figure. III. 23:Schéma statique de la chinage

Selon le BAEL91 [2] les dimensions de la poutre sont :

$$\text{On a : } \begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h. \end{cases}$$

Avec : **h** : Hauteur de la poutre.

**b** : Largeur de la poutre.

**L** : Longueur de la poutre.

$$L = 340\text{cm} \Rightarrow 22.67 \leq h \leq 34\text{cm}$$

On prend:  $h = 40 \text{ cm}$ .

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ cm.}$$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}$ .

On adopte une section de (30x40).

- **Vérification RPA 99**

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

$$h \geq 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Evaluation des charges :**

La poutre palière est soumise à :

✓ Charge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

✓ Le poids propre le long de la poutre :  $G_p = 0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$ .

- **Le poids propre de Evaluation des volée :**

- **Paillasse :**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 9.26) + (1.5 \times 2.5) = 16.25 \text{ KN/m.}$$

$$q_u = 16.25 \times (5.6 + 2.2) \frac{1}{2} = 45.38 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = G + Q = 9.26 + 2.5 = 11.76 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = 11.76 \times (5.6 + 2.2) \frac{1}{2} = 32.84 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison des charges :**

- ❖ **À l'ELU :**

$$q_{ut} = 1.35 G_p + q_s \Rightarrow q_{ut} = 1.35 \times 3 + 45.38$$

$$\Rightarrow q_{ut} = 49.43 \text{ KN}$$

- ❖ **À l'ELS :**

$$q_{st} = G_p + q_s \Rightarrow q_{st} = 3 + 32.84$$

$$\Rightarrow q_{st} = 35.84 \text{ KN}$$

➤ *Calcul des sollicitations :*

❖ **À l'ELU:**

➤ *Moment isostatique :*

$$M_0 = \frac{q_{ut}l^2}{8} = \frac{49.43 \times 3.4^2}{8} = 71.43 \text{ KN.m}$$

➤ *Effort tranchant :*

$$T_U = \frac{q_{ut}.L}{2} = \frac{49.43 \times 3.4}{2} = 84.031 \text{ KN}$$

**On a :**

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0.3M_0 = -0.3(71.43) = -21.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur travée : } M_t = 0.85M_0 = 0.85(71.43) = 60.71 \text{ KN.m}$$

❖ **À l'ELS :**

➤ *Moment isostatique :*

$$M_0 = \frac{q_{st}l^2}{8} = \frac{35.84 \times 3.4^2}{8} = 51.79 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant:**

$$T_s = \frac{q_{st}xl}{2} = \frac{35.84 \times 3.4}{2} = 60.93 \text{ KN}$$

**On a :**

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 51.79 = -15.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 51.79 = 44.02 \text{ KN.m}$$

### III.4.3.1 Ferrailage A ELU :

• *En appuis :*

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.43 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.039$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{21.43}{15.54} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4}(3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 10^{-4}(3440 \times 1.38 + 49 \times 25 - 3050)$$

$$\mu_{lu} = 0.292$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.292 \implies$  La section est simplement armée, donc :  $A' = 0$  (pas d'armature comprimée).

$\mu_{bu} < 0.275 \implies$  on utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.36(1 - 0.6 \times 0.039)$$

$$Z_b = 0.35 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{Z_b f_{ed}} = \frac{21.43 \times 10^6}{350 \times 348} = 1.76 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

• **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{60.71 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.11$$

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{60.71}{44.02} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4}(3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 10^{-4}(3440 \times 1.38 + 49 \times 25 - 3050) = 0.292$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.11 \implies \mu_{bu} < \mu_{lu} \implies A' = 0 \\ \mu_{lu} = 0.292 \end{array} \right.$$

$\mu_{bu} < 0.275 \implies$  on utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.36(1 - 0.6 \times 0.11) = 0.336 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{Z_b f_{ed}} = \frac{60.71 \times 10^{-3}}{0.336 \times 348} = 5.19 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 5.19 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $A_s = 3\text{HA}12 + 2\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

### III.4.3.2 Les Vérification

• **Vérification à l'ELU**

❖ **Condition de non fragilité (Art A.4.21 de BAEL 91 modifier 99)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \implies A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

**En appui :**  $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

**En travée :**  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_u^{\max} = 84.031 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau} \text{ avec}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b, 2.5 \text{ Mpa}) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.15}, 2.5 \text{ Mpa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{84.031}{0.3 \times 0.36} \times 10^{-3} = 0.779 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

Donc : il n'y a aucun risque de cisaillement

❖ **Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres**

(Art A 6.1.3 BAEL/91)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{84.031 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.36 \times 3 \times 0.012 \times \pi} = 2.29 \text{ Mpa} < 3.15 \text{ Mpa} \dots \text{CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

• **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91 Art .5.1.3.13):**

❖ **Influence sur le béton : (BAEL 91 Art A.5.1.3.21)**

$$T_u^{\max} < \bar{T}_u = \frac{0.4 \times a \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 0.9 \times 0.36 \times 0.3 \times 25}{1.5} = 0.648 \text{ MN} = 648 \text{ KN}$$

Avec :  $a = 0.9d$

$$T_u^{\max} = 84.031 \text{ KN} < 648 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

❖ **Influence sur les armatures longitudinales inférieures:**

On doit vérifier que :

$$A_{s \text{ appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left( T_{u \max} + \frac{M_{a \text{ appui}}}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 84.031 \times 10^3 + \frac{21.43}{0.9 \times 360} 10^6 \right) = 4.32 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s \text{ appui}} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 4.32 \text{ cm}^2 \dots \text{CNV}$$

On prend:  $A_s = 3\text{HA}12 + 2\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des armatures transversales:**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}/\gamma_b, 4\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa}$$

$$S_{t \leq} \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(32.4, 40) = 32.4\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

$$\frac{A_t x f_e}{b_0 x S_t} \geq 0.4 \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 x b x S_t}{f_e} = \frac{0.4 x 30 x 20}{400} = 0.6\text{cm}^2$$

On prend des  $\emptyset 10$  pour les cadres et les étriers (un cadre et un étrier)

• **Vérification à l'ELS :**

❖ **Etat limite de déformation (la flèche) (Art B.6.5.2 BAEL91 modifié 99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5.65}{30 \cdot 40} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{C.V} \\ 2) \frac{h}{l} = \frac{40}{340} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{C.V} \\ 3) \frac{h}{l} = \frac{40}{340} = 0.12 \geq \frac{1 \cdot M_t}{10 \cdot M_u} = \frac{1 \cdot 60.71}{10 \cdot 71.44} = 0.085 \quad \Rightarrow \text{C.V} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

❖ **Contrainte de compression dans le béton ELS:**

➤ **En travée:**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé : ( $\sigma_{bc} = KY$ )

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

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

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[ \sqrt{I + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - I \right]$$

Tableau. III. 9 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (MPa/mm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	44.02	5.65	66060.079	11.71	0.067	7.84	15	C.Vérifié
Appui	15.54	5.65	66060.079	11.71	0.023	2.69	15	C.Vérifié

- Schéma de ferrailage de la poutre chinage :

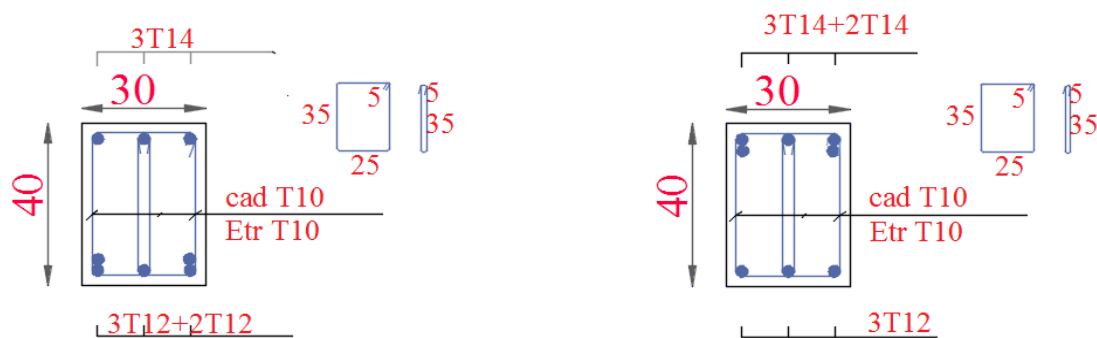


Figure. III. 24: Ferrailage en travée et en appui

### III.5 Les planchers:

#### III.5.1 Etude de Plancher :

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

1-transmettre les charges aux éléments porteurs.

2-Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Les plancher de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de 4cm



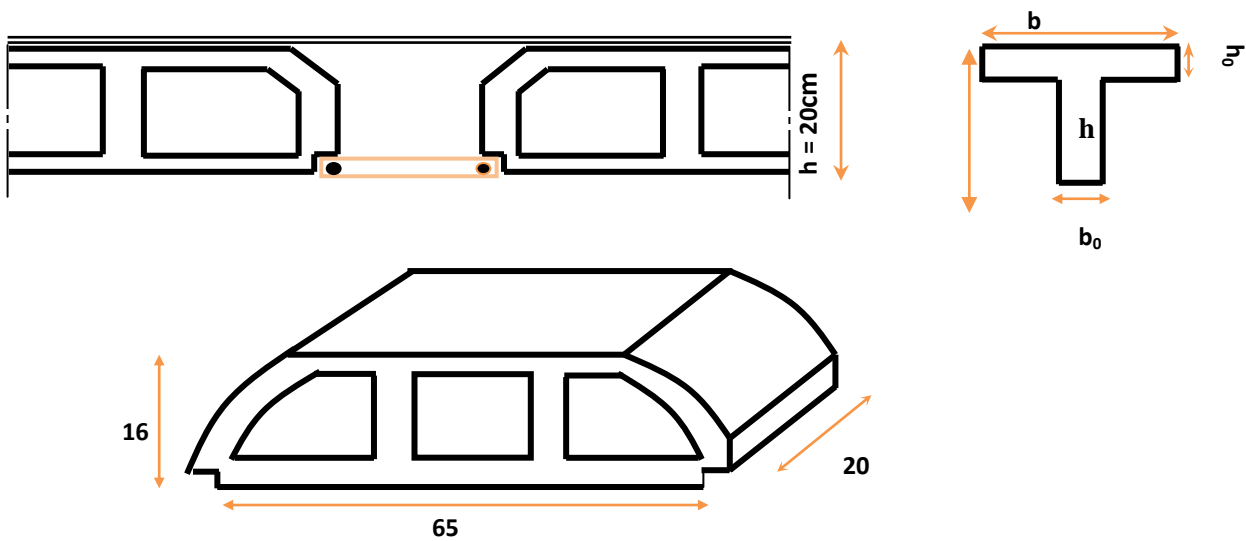


Figure. III. 25:schéma de corps creux .

- Distance entre les poutrelle **65 cm**
- Corpe creux **16cm**
- Dalle de compression **4 cm**

### III.5.2 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. et leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales.

Le calcul se fait en deux étapes :

- **1<sup>ère</sup> étapes** : avant le coulage de la table de compression
- **2<sup>ème</sup> étapes** : après le coulage de la table de compression

### III.5.3 Pré dimensionnement des poutrelles :

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

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

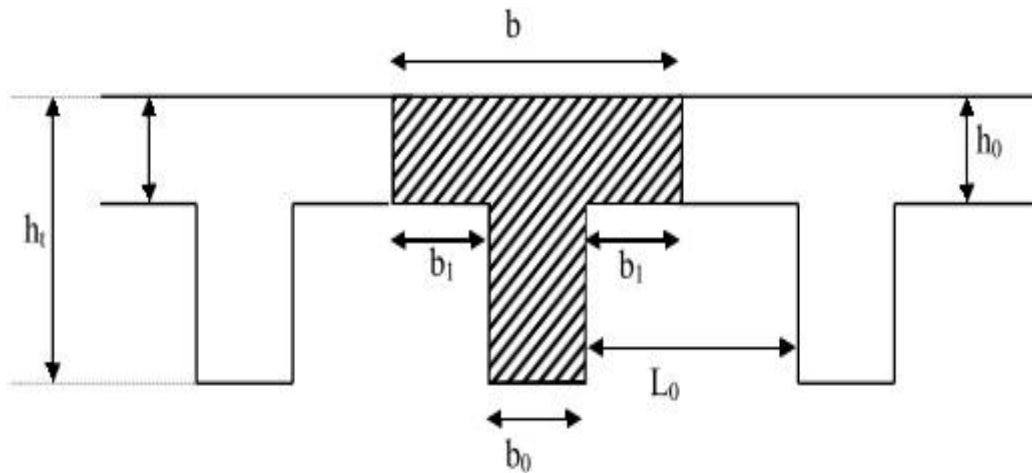


Figure. III. 26:section en T

$L_1$  : La longueur de l'hourdis.  $\implies L_1 = 65\text{cm}$

$L_0$  : la distance entre deux parements voisins de deux

poutrelles  $\implies L_0 = 65 - 12 = 53\text{cm}$

$L$  : la longueur de la plus grande travée  $\implies L = 4.75\text{m}$

$b_0$  : largeur de la nervure  $\implies b_0 = 12\text{cm}$

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression  $\implies h_0 = 4\text{cm}$

$b$  : largeur de la dalle de compression  $\implies b = 2b_1 + b_0$

$$h > \frac{L}{22.5} = \frac{445}{22.5} = 19.78 \implies \text{On prend } h = 20\text{ cm.}$$

$$\text{Pour } b_0 \text{ on a: } 0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h \implies 9.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.7 \times 20$$

$$6\text{cm} \leq b_0 \leq 14\text{ cm} \implies \text{donc on a : } b_0 = 12\text{cm}$$

Calcul de largeur de la table :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\} \implies b_1 \leq (26.5 ; 44.5) \implies b_1 = 26.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65\text{cm.} \implies b = 65\text{cm}$$

• 1<sup>ère</sup> étape : avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

**III.5.4 Charges et surcharges :**• **Charge permanente :**

Poids propre de poutrelle :

$$G_p = 0.04 \times 0.12 \times 2500 = 0,12 \text{ KN/ml}$$

Poids de corps creux d'épaisseur :

$$G_{CC} = 0.65 \times 0.95 = 0,62 \text{ KN/ml}$$

$$D'où : G = 0,62 + 0,12 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

• **Charge d'exploitation :**

Charge d'exploitation de la main d'oeuvre :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison des charges :**❖ **à L'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 2.5 \text{ KN/ml}$$

❖ **à L'ELS:**

$$q_s = G + Q = 0.74 + 1 = 1.74 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1.74 \text{ KN/ml}$$

**III.5.5 Calcul des efforts tranchants et moments max en travée :**• **à L'ELU :**

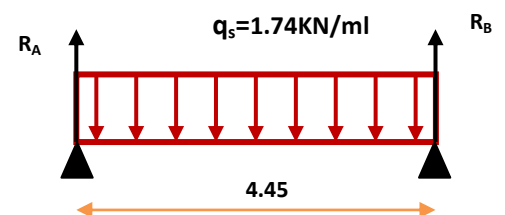
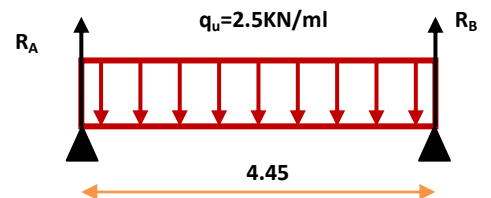
$$M_u = M_{\max} = q_u \frac{L^2}{8} = 2.5 \frac{4.45^2}{8} = 6.19 \text{ KN.m}$$

$$T_u = T_{\max} = q_u \frac{L}{2} = 2.5 \frac{4.45}{2} = 5.56 \text{ KN}$$

• **à L'ELS:**

$$M_{\text{ser}} = M_{\max} = q_{\text{ser}} \frac{L^2}{8} = 1.74 \frac{4.45^2}{8} = 4.30 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = T_{\max} = q_{\text{ser}} \frac{L}{2} = 1.74 \frac{4.45}{2} = 3.87 \text{ KN}$$



Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fait à L'ELU car la fissuration est considérée comme peut nuisible (FPP).

$$d=0.9 \times h_0=3.6 \text{ cm} ; \gamma_b = 1.5 ; f_{bu}=14.2 \text{ MPa} ; b_0=12 \text{ cm} .$$

$$M_u=6.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}=4.30 \text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme de flexion simple on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 F_u} = \frac{6.19 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times 14.2} = 0.112$$

$$\gamma = \frac{6.19}{4.3} = 1.43$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 0.30 , \mu_{lu} = 0.30$$

$$\mu_{bu} = 3.6 > \mu_{lu} = 0.30$$

La section est doublement armée ( $A' \neq 0$ )

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaielements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

• **2<sup>ième</sup> étape : après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

❖ **Charge et surcharge et La combinaison de charge :**

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} g=0.65G \\ q=0.65Q \end{cases}$$

On calcule le plancher le plus défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux : Le cas le plus défavorable c'est le cas de commercial :

$$\text{Donc on prend : } G=5.30 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

**III.5.6 calcul des sollicitations :****III.5.7 Choix de la méthode de calcul :**

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

- **Méthode forfaitaire:**

- ❖ **Principe de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique  $M_0$  dans la travée.

- **Condition d'application :**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1)  $Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :  $0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25$
- 4) Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

**1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :(Poutrelle du planches commercial)**

$$1) Q = 4 \text{ KN/m}^2 < \text{Max} \begin{cases} 5 \text{ KN/m}^2 \\ 2G = 10.6 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

$$3) \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{2.82}{1.85} = 1.52 \Rightarrow 0.8 \leq 1.52 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifié.}$$

4) La fissuration est peu nuisible.

Les conditions ne sont pas vérifiées  $\Rightarrow$  Alors cette méthode n'est pas applicable, donc on applique la méthode de Caquot.

- **Méthode de Caquot :**

- ❖ **Principe de calcul de la méthode de Caquot :**

- Pour les travées de rive sans porte à faux.  $\begin{cases} l'_w = l_w \\ l'_e = l_e \end{cases}$
  - Pour les travées intermédiaires.  $\begin{cases} l'_w = 0.8l_w \\ l'_e = 0.8l_e \end{cases}$
  - Moment en appuis.  $\Rightarrow M_A = -\frac{q_w \times l'_w{}^3 + q_e \times l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$
  - Efforts tranchants sur travée.  $\Rightarrow \begin{cases} V_e = V_w + q \times l \\ V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \times l}{2} \end{cases}$
  - Position où l'effort tranchant est nul.  $\Rightarrow x_0 = -\frac{V_w}{q}$
- Moment en travée  $\Rightarrow M_t = M_w - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}$

- ❖ **Calcul des poutrelles**

- a. **Type des poutrelles :(Poutrelle à 5 travées)**

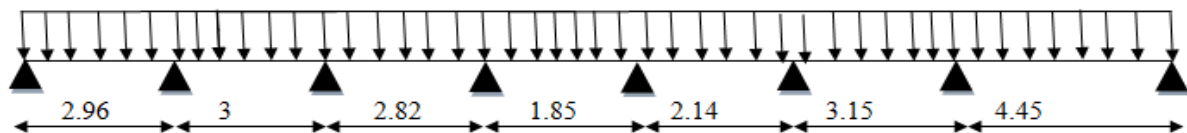


Figure. III. 27:Schéma statique de type de Poutrelle

- **Calcule le moment en appuie :**

- **Appuie A:**

$$M_A = 0 \text{ KN.m}$$

- **Appuie B:**

$$M_B = -\frac{7.08 \times 2.96^3 + 7.08 \times 2.4^3}{8.5(2.96 + 2.4)} \longrightarrow M_B = -6.18 \text{ KN.m.}$$

- **Appuie C :**

$$M_C = \frac{7.08 \times 2.04^3 + 7.08 \times 2.26^3}{8.5(2.04 + 2.26)} \longrightarrow M_C = -4.53 \text{ KN.m.}$$

- Appuie D :

$$M_D = \frac{7.08 \cdot 2.26^3 + 7.08 \cdot 1.48^3}{8.5(2.26 + 1.48)} \longrightarrow M_D = -3.28 \text{ KN.m}$$

- Appuie E :

$$M_E = \frac{7.08 \cdot 1.48^3 + 7.08 \cdot 1.71^3}{8.5(1.48 + 1.71)} \longrightarrow M_E = -2.15 \text{ KN.m}$$

- Appuie F :

$$M_F = \frac{7.08 \cdot 1.71^3 + 7.08 \cdot 2.52^3}{8.5(1.71 + 2.52)} \longrightarrow M_F = -4.14 \text{ KN.m}$$

- Appuie G :

$$M_G = \frac{7.08 \cdot 2.52^3 + 7.08 \cdot 4.45^3}{8.5(2.52 + 4.45)} \longrightarrow M_G = -12.44 \text{ KN.m}$$

- Appuie H:

$$M_H = 0 \text{ KN.m}$$

- Calcul l'effort tranchant à L'ELU :

- Travée AB:

$$V_W = \frac{0 - (-6.18)}{2.96} - \frac{7.08 \times 2.96}{2} \quad V_W = -8.39 \text{ KN}$$

$$V_E = -8.39 + (7.08 \times 2.96) \quad V_E = 12.57 \text{ KN}$$

- Travée BC :

$$V_W = \frac{-(6.18) - (-4.53)}{3} - \frac{7.08 \times 3}{2} \quad V_W = -11.17 \text{ KN}$$

$$V_E = -11.17 + (7.08 \times 3) \quad V_E = 10.07 \text{ KN}$$

- Travée CD:

$$V_W = -10.43 \text{ KN}$$

$$V_E = 9.54 \text{ KN}$$

- Travée DE:

$$V_W = -7.16 \text{ KN}$$

$$V_E = 5.94 \text{ KN}$$

- Travée EF:

$$V_W = -6.65 \text{ KN}$$

$$V_E = 8.50 \text{ KN}$$

- Travée EG:

$$V_W = -8.51 \text{ KN}$$

$$V_E = 13.78 \text{ KN}$$

- Travée GH:

$$V_W = -18.54 \text{ KN}$$

$$V_E = 12.95 \text{ KN}$$

➤ Calcule le moment en travée :

- Travée AB :

$$X_0 = \frac{8.39}{7.08} = 1.18 \longrightarrow X_0 = 1.18 .$$

$$M_T = 0 + 8.39 \times 1.18 - 7.08 \times \frac{1.18^2}{2} = 4.97 \longrightarrow M_T = 4.97 \text{ KN.m}$$

- Travée BC :

$$X_0 = \frac{11.17}{7.08} = 1.58 \longrightarrow X_0 = 1.58$$

$$M_T = -6.18 + 11.17 \times 1.58 - 7.08 \times \frac{1.58^2}{2} = 2.63 \longrightarrow M_T = 2.63 \text{ KN.m}$$

- Travée CD:

$$X_0 = \frac{10.43}{7.08} \longrightarrow X_0 = 1.47$$

$$M_T = 3.15 \text{ KN.m}$$

- Travée DE :

$$X_0 = \frac{7.15}{7.08} = 1.01 \longrightarrow X_0 = 1.01$$

$$M_T = 0.34 \text{ KN.m}$$

- Travée EF :

$$X_0 = \frac{6.65}{7.08} = 0.93 \longrightarrow X_0 = 0.93$$

$$M_T = 0.97 \text{ KN.m}$$

- Travée FG :

$$X_0 = \frac{8.51}{7.08} = 1.2 \longrightarrow X_0 = 1.2$$

$$M_T = 0.99 \text{ KN.m}$$

- Travée GH :

$$X_0 = \frac{18.55}{7.08} = 2.61 \longrightarrow X_0 = 2.61$$

$$M_T = 11.86 \text{ KN.m}$$



Tableau. III. 10: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 1à l'ELS.

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
L(m)	2.96	3	2.82	1.85	2.14	3.15	4.45	
L'(m)	2.96	2.4	2.25	1.48	1.71	2.52	4.45	
V <sub>w</sub> (KN)	-6.01	-7.99	-7.46	-4.58	-4.76	-11.75	-13.28	
V <sub>E</sub> (KN)	8.99	7.21	6.83	4.79	6.08	4.21	9.27	
X <sub>0</sub> (m)	1.18	1.57	1.47	0.9	0.93	2.31	2.61	
M <sub>T</sub> (KN.m)	3.56	1.88	2.25	0.72	0.69	10.66	8.49	
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
M (KN.m)	0	-4.42	-3.24	-2.35	-1.54	-2.96	-8.91	0

### III.5.8 Ferrailage des poutrelles :

- Calcul à l'ELU :

- ❖ En travée:

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée maximal :  $M_{t_{u \max}} = 11.85 \text{ KN.m}$

Avec :

$$b=65\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=0,9h= 18\text{cm} ; b_o = 12\text{cm}$$

Le calcul des sections en T dépend de la position de l'axe neutre  $\alpha_0 = \frac{h_0}{d}$  qui dépend aussi du moment équilibrée par la table de compression

- ✓ Position de l'axe neutre :(Ch 9, § V. 2)BAEL 91/99 :

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} \Rightarrow \alpha_0 = \frac{4}{18} \Rightarrow 0.22$$

- ✓ Le moment réduit  $\mu_0$  :

$$0.167 \leq \alpha_0 \leq 0.259 \Rightarrow \mu_0 = 1.14\alpha_0 - 0.57\alpha_0^2 - 0.07$$

D'après le BAEL 91/99

$$\mu_0 = 0.12$$

✓ **Calcul de moment équilibré par la table de compression :**

$$\text{On a : } M_T = \mu_0 \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$M_T = 0.12 \times 0.65 \times 0.180^2 \times 14.2 \times 10^3 = 35.88 \text{ KN.m}$$

$M_T = 35.88 \text{ KN.m} > M_{tu\max} = 11.85 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre dans la table compression, elle n'est pas entièrement comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \cdot h)$ .

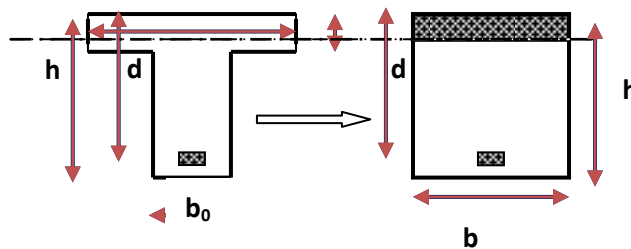


Figure. III. 28: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.

• **Calcul du moment réduit :**

❖ **En travée:**

$$\mu = \frac{11.85 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.039 < \mu_l \text{ (acier FeE400) .}$$

Donc  $A'_s = 0$  (section simplement armée S.S.A).

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.047$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.98$$

✓ **Armatures longitudinales:**

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11.85 \times 10^6}{0.98 \times 180 \times 348 \times 10^2} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Soit:  $A_s = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

❖ **En appui :**

$$\mu = \frac{12.44 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.041 < \mu_l \text{ (acier FeE400)}$$

Donc  $A'_s = 0$  (section simplement armée S.S.A).

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.052$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.99$$

✓ **Armatures longitudinales:**

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.44 \times 10^6}{0,99 \times 180 \times 348 \times 10^2} = 2.006 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

✓ **Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99).**

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{h}{35} \cdot \phi_l \cdot \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{20}{35}, \phi_l, \frac{12}{10} \right)$$

$$\phi_t \geq 0.57$$

Nous prendrons  $\phi = 6 \text{ mm}$  ; les armatures transversales sont :  $A_s = 2\text{HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement des armatures transversales ( $S_t$ ) : (Art-A.5.1.22/BAEL99).**

$$S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm}) = \min (16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

### III.5.9 Les Verifications:

➤ à L'ELU :

• **Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > 1,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Conditions vérifiée}$$

• **Vérification au cisaillement: (Art .A.5.1.1 /BAEL91 modifiée 99) :**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$V_{u \max} = 18,54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{18,54 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,86 \text{ Mpa} \quad \text{a)}$$

$$\tau_u = 1,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art.A.6.1.31/BAEL99) :**

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0,9d\Sigma U_i} \text{ avec; } \Sigma U_i = \text{la somme des perimetre utiles des barres}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0,9d\Sigma U_i} = \frac{18,54 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Ancrage des barres :**

❖ **Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL99) .**

Les barres rectilignes de diamètre  $\Phi$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $L_s$  dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$L_s$  : la longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} \implies L_s = 40 \text{ cm}$$

❖ **Ancrages courbe :**

$L_a$  : la longueur d'encombrement.

$$L_a = 0,4 L_s = 16 \text{ cm} \implies L_a = 16 \text{ cm}$$

✓ **Espacement:**

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq (A_t f_e) / (0,4 b_0) = \frac{0,57 \times 100 \times 400}{120 \times 0,4} = 47,5 \text{ cm.}$$

$$\implies S_t = 15 \text{ cm} \leq 47,5 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

- **à L'ELS :**

❖ **Moments max:**

Sur appuis:  $M_{ser}^a = 8.91 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_{ser}^t = 10.66 \text{ KN.m}$

❖ **Effort tranchant:**

$V_S = 13.28 \text{ KN}$ .

➤ **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = KY$ )**

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

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

$$y = \frac{15(A_S + A_S'')}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_S + d' \cdot A_S'')}{7.5(A_S + A_S'')^2}} - 1 \right]$$

❖ **En travée :**

$M_{ser} = 10.66 \text{ KN.m}$ ;  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $d = 18 \text{ cm}$ ;  $A_S = 2.36 \text{ cm}^2$  ;  $A_S' = 0$

**En appuis :**

$M_{ser} = 8.91 \text{ KNm}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ ;  $A_S = 2.26 \text{ cm}^2$ ;  $A_S' = 0$ ;  $d = 18 \text{ cm}$

**Tableau. III. 11: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS**

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K MPa/m <sup>3</sup>	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	10.66	<b>2.36</b>	8323.039	3.92	0.13	5.0163	15	<b>Vérifiée</b>
Appui	8.66	2.26	5422.240	7.65	0.16	12.214	15	<b>Vérifiée</b>

❖ **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de  $\sigma_s$  en service.

• **Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

**Avec :** L : la portée entre nus d'appui.

M : moment maximum en travée.

$M_0$  : moment isostatique.

$A_s$  : section d'armature tendue correspondante.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche et la vérifier avec la flèche admissible.

**On a :**

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{445} = 0.045 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

⇒ Donc le calcul de la flèche est indispensable

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 q_s L^4}{348 E I} \leq \bar{f}$$

**Avec :**

$$E = 111^3 \sqrt{f} c28 = 32,164.10^3 \text{ MPa}$$

✓ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = b h_0 + b_0 (h - h_0) + 15 A_s$$

$$B_0 = (65 \times 4) + 12 \times (20 - 4) + 15(2.36) = 487.4 \text{ cm}^2$$

✓ **Moment statique :**

$$S_{xx} = \frac{b h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d$$

$$S_{xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15(2.36 \times 18) = 3461.2 \text{ cm}^3$$

**Position du centre de gravité :**

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + (b - b_0)h_0 \left[ \frac{h_0^2}{2} + (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A_s(y_2 - c_1)^2 \implies I_0 = 14994.327 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5 * 5.07 * (4.45)^4 * 10^{-3}}{348 * 32.164 * 10^3 * 21434.394 * 10^{-4}} = 0.223$$

$$f^- = \frac{l}{500} = \frac{445}{500} = 0.8.$$

$$f = 0.223 \text{ cm} < f^- = 0.89 \text{ cm} \implies \text{CV} .$$

**III.5.10 ferrailage de plancher:**

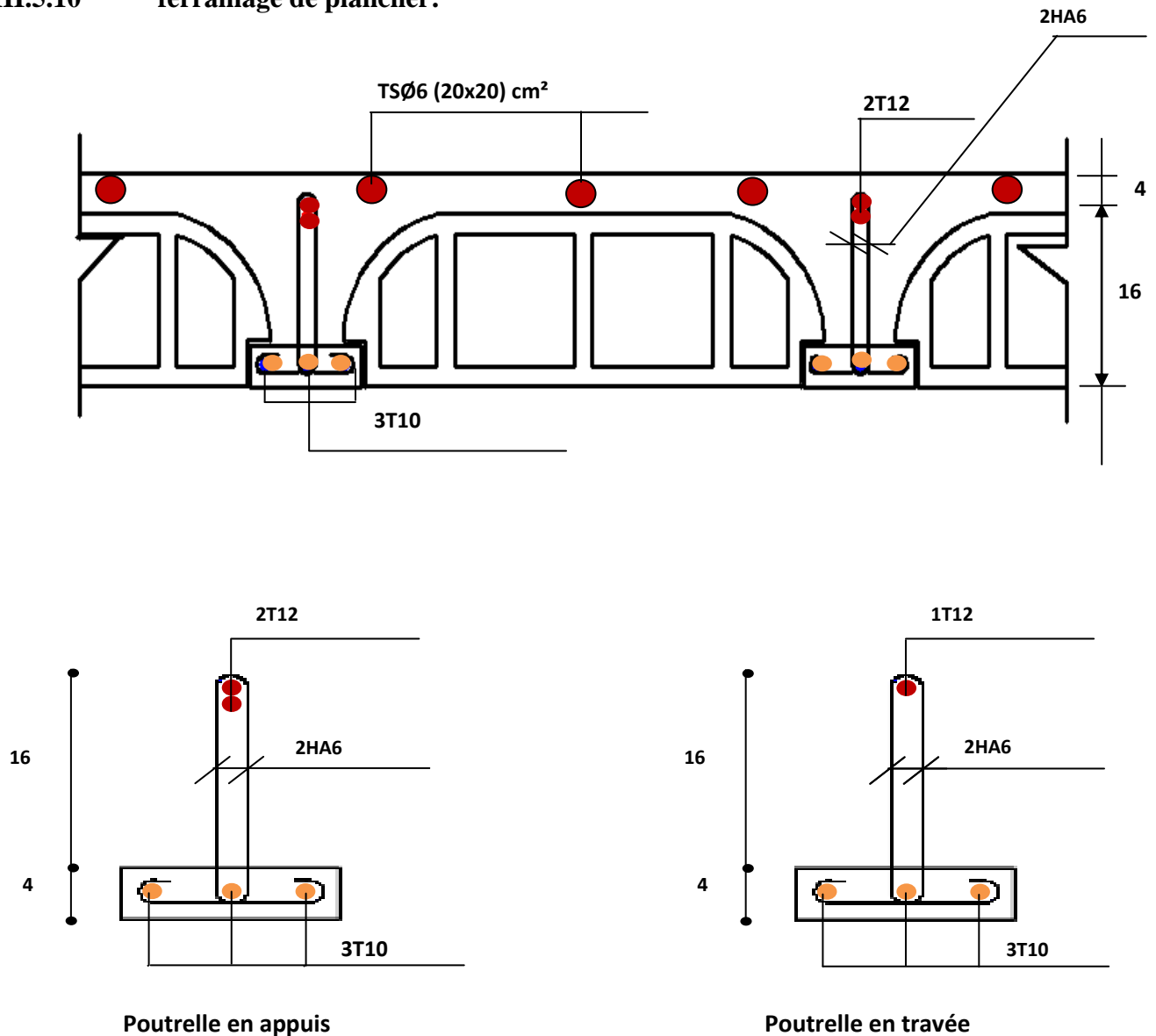


Figure. III. 29: Ferrailage du plancher

### III.6 Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes en béton avec armature incorporées, cette dalle peut reposer sur deux, trois ou quatre appuis.

la dalle est appuyée sur trois cotés (dalle d'accès à l'ascenseur).

Tableau. III. 12:Dalle pleine sur 3 appuis continus

Eléments	Charges		Combinaisons de Charges
	G	Q	ELU
Dalle pleine 15 cm et Revêtement	5.4[kN/m2]	2.5[kN/m2]	11.04 [kN/m2]

#### III.6.1 Méthode de Pigeaud :

A partir de la solution trouvée par Navier , Pigeaud a établi des abaques qui permettent ,pour un rapporte donné des cotés de la dalle calculer les moment maximums à mi-travée dans chacune des deux directions de la dalle .

$$\begin{cases} M_{ox} = (M_1 + \nu M_2)Pg \\ M_{oy} = (M_2 + \nu M_1)Pg \end{cases}$$

Avec:

$$P = q l_x l_y$$

**P** : la charge totale

**q** : la répartie par unité de surface

**v = 0.2** pour ELS.

**v = 0** pour ELU

$M_1$  et  $M_2$  sont donnée par les abaques (table de Pigeaud)

$$\begin{cases} \rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ (on dit } M_1) \\ \rho' = \frac{l_y}{l_x} \text{ (on dit } M_2) \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \dots \dots \dots \frac{1.47}{2.86} = 0.51 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans le deux sens.}$$

$$\rho' = 1.94$$

D'après le tableau de Pigeaud et méthode de l'interpolation :

On prend :

$$M_1 = 0.0476$$



$$M_2 = 0.0104$$

$$P_G = G l_x l_y = 22.70 \text{ KN}$$

$$P_Q = Q l_x l_y = 10.51 \text{ KN}$$

Tableau. III. 13: Moments et efforts tranchants dans la dalle

	$M_{ox}$ (kN.m)	$M_{oy}$ (kN.m)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			$M_{tx}$ (kN.m)	$M_{ax}$ (kN.m)	$V_x$ (kN)	$M_{ty}$ (kN.m)	$M_{ay}$ (kN.m)	$V_y$ (kN)
ELU $v = 0$	2.21	0.48	1.876	0.663	6.46	0.408	0.144	5.41
ELS $v = 0.2$	2.30	0.92	1.955	0.276		0.782	0.276	

### III.6.2 Ferrailage de la dalle :

Cas où  $\alpha < 0.4$  : le calcul des armatures de la dalle se fait en flexion simple dans le sens  $L_x$ .

Dans le sens  $L_y$  on disposera un ferrailage minimale  $A_y = A_x/4$  pour des charges uniformément répartie.

Cas où  $\alpha \geq 0.4$  : le calcul des armatures de la dalle se fait en flexion simple dans les deux sens.

le tableau suivant illustre les résultats obtenus :

Tableau. III. 14: Ferrailage de la dalle

		$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{ado}$ (cm <sup>2</sup> )	choix de barres
Sens X-X	En appui	0.663	0.276	0.14	1.63	3.93	5HA10 e=20
	En travée	1.876	1.955	0.40	1.63	3.93	5HA10 e=20
Sens Y-Y	En appui	0.144	0.408	0.029	1.63	3.93	5HA10 e=20
	En travée	0.276	0.782	0.06	1.63	3.93	5HA10 e=20

III.6.3 Les Vérifications

• Vérifications des contraintes à l'E.L.S

➤ Vérifications des contraintes dans béton :

Le calcul se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Dans le béton on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = KY$ )

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \text{ (Moment d'inertie)} \end{array} \right.$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad - A'd) = 0 \quad Y : \text{ position de l'axe neutre}$$

Tableau. III. 15 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS

	M <sub>s</sub> (KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (MPa/mm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub>
Travée	0.276	3.93	3.44	7322.87	0.0077	0.26	Vérifiée
Appui	1.995	3.93	3.44	7322.87	0.0272	0.93	Vérifiée

l'escalier.:Vérifications des contraintes dans l'acier :

- Contraintes maximale de traction de l'acier  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 348MPa$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 4.02MPa \rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots CV$$

➤ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{6.46}{0.135} \leq 0.2 \frac{f_c28}{\gamma_B}$$

$$\tau_u = 0.0478MPa < 3.33MPa \dots\dots CV$$

➤ Vérification de la flèche:

On peut admettre que le calcul de la flèche n'est pas indispensable si toutes les conditions spécifiées précédemment sont vérifiées.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{2.86} = 0.052 < 0.0625 \rightarrow CNV$$

- la première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

**Calcul de la flèche :**

D'après BAEL91 Modifié 99 :

On a :  $\alpha = 0.51 > 0.4$  la flèche au centre se calcule de façon suivante :

- On calcule la flèche comme une poutre de portée  $l_x$  (petite dimension) de largeur  $b=1\text{m}$  et soumise aux moment de flexion de service déterminés dans le sens  $x$
- On multiplie le résultat obtenue par  $(1-0,1\alpha)$  .

$$f = -(1-0.1\alpha) \frac{5pl^4}{384EI} = 1.094 \frac{5 \times 7.9 \times 6.6^4}{384 \times 20000 \times 6.66 \times 10^{-1}} = 0.017 \text{cm}$$

$$f = -(1-0,1\alpha) \frac{5pl^4}{348EI} = 0.95 \frac{5 \times 7.9 \times 2.86^4}{348 \times 20000 \times 2.81 \times 10^{-1}} = 0.001$$

$$\text{Avec } I = \frac{be^3}{12} = 2.81 \text{cm}^2$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} + 0.5 = 0.51$$

$f < \bar{f}$  .....condition vérifiée

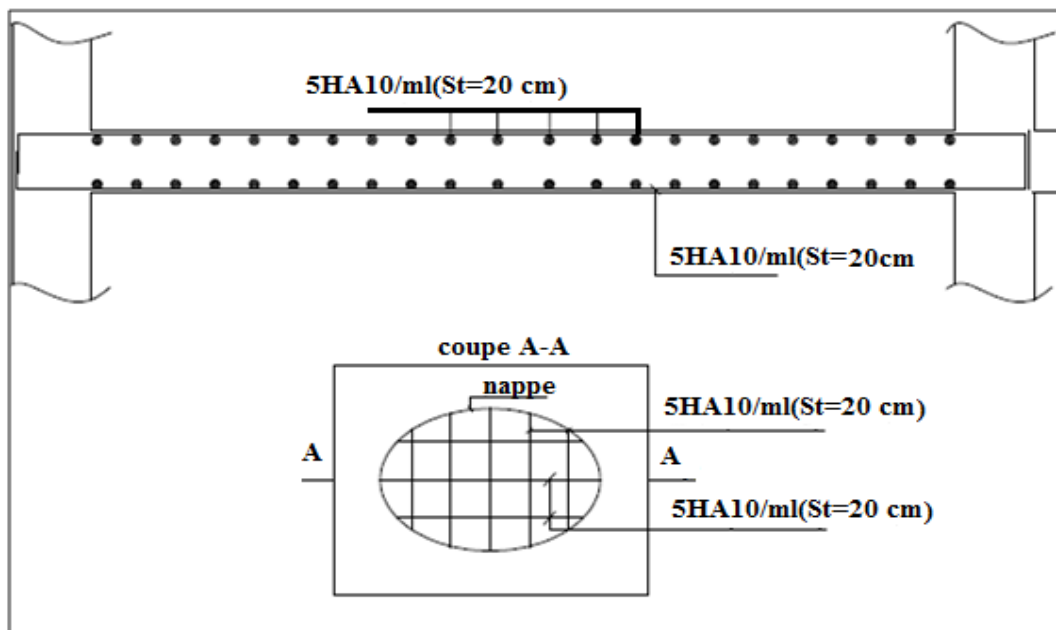
**III.6.4 :Schéma de ferrailage:**

Figure. III. 30:Schéma de ferrailage des dalles pleines

### III.7 Etude de la salle machine :

#### III.7.1 Introduction :

Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement  $v=1\text{m/s}$ . La surface de la cabine est de  $(1.4 \times 1.4)\text{m}^2$ . La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 6.8 tonnes.

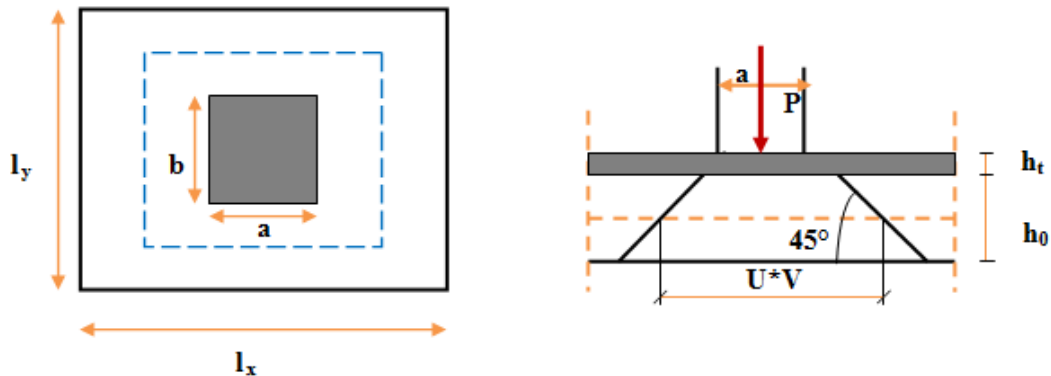


Figure. III. 31: Répartition de la charge localisée sur la dalle.

#### III.7.2 Dimensionnement :

La dalle est une dalle pleine :

$$h_0 \geq l_x / 30 = 140 / 30 = 4,67 \text{ cm.}$$

Le R.P.A impose que  $h_{\min} = 12 \text{ cm}$ . Donc on prend  $h_0 = 20 \text{ cm}$ .

$\alpha \geq \frac{l_x}{l_y} = \frac{140}{140} = 1$  et  $0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow \Rightarrow$  la dalle porte sur les deux sens. Elle est soumise à une

charge localisée ; son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens, en plaçant la charge à des distances symétriques du panneau de la dalle.

On doit calculer la surface d'impact  $U*V$  :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2h \\ V = b_0 + h_0 + 2h \end{cases} \quad \begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // à } l_x. \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // à } l_y. \end{cases}$$

$$a_0 = b_0 = 100 \text{ cm}$$

$h = 5 \text{ cm}$  épaisseur de revêtement.

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 119\text{cm} \\ V = 119\text{ cm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} l_x = 140\text{ cm} \\ l_y = 140\text{cm}. \end{array} \right.$$

### III.7.3 Calcul des sollicitations

-à L'ELU : ( $v = 0$ )

➤ **Système de levage :**

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5\text{KN}.$$

➤ **Dalle en béton armé :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,02) = 4,19\text{ KN/m}^2. \\ Q = 1\text{KN/m}^2. \end{array} \right.$$

Donc:

$$Q_u = (1,35 \times 4,19 + 1,5 \times 1) \times 1 = 7,16\text{ KN/m}^2.$$

à L'ELS :  $v = 0,2$

**Système de levage :**

$$Q_s = 90\text{KN}.$$

➤ **Dalle en béton armé :**

$$\text{Donc: } Q_s = (4,19 + 1) \times 1 = 5,19\text{ KN/m}.$$

### III.7.4 Evaluation des moments a l'ELU:

1) **Evaluation des moments :**

$M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle:

$$\rho = 1 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0423 \\ \mu_y = 1,000 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot Q_u \cdot l_x^2 = 0,0423 \times 7,16 \times 1,4^2 = 0,594\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 1 \times 0,594 = 0,594\text{KN} \cdot \text{m}$$

2) **Evaluation des moments :**

$M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système de levage :

$$M_{x1} = Q_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = Q_u \cdot M_2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,4}{1,4} = 1$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{119}{140} = 0,85$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{119}{140} = 0,85$$

A partir des abaques de PIGEAUD on a :  $M_1 = 0,04825$ ;  $M_2 = 0,04825$

$$M_{x1} = Q_u \cdot M_1 = 121.5 \times 0,04825 = 5.86 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = Q_u \cdot M_2 = 121.5 \times 0,04825 = 5.86 \text{ KN.m.}$$

### 3) superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.86 + 0.594 = 6.454 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.86 + 0.594 = 6.454 \text{ KN.m}$$

Tableau. III. 16: Les moments dans les travées et les appuis .

Zone	Sens	$M_u$ (KN.m)
Aux appuis	$L_x$	$-0,3 \times 6.454 = -1.935$
	$L_y$	$-0,3 \times 6.454 = -1.935$
En travée	$L_x$	$0,85 \times 6.454 = 5.486$
	$L_y$	$0,85 \times 6.454 = 5.486$

### III.7.5 Calcul des armatures :

#### ➤ Calcul à L'ELU :

Tableau. III. 17: choix de ferrailage

	Position	M(KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{\text{adopté}}$	St
Sens xx	Appuis	1.936	0.41	1.2	5HA8	2.01	20
	Travée	1.936	0.41	1.2	5HA8	2.01	20
Sens YY	Appuis	5.486	1.18	1.2	5HA8	2.01	20
	Travée	5.486	1.18	1.2	5HA8	2.01	20

#### ➤ Les Vérifications :

##### • Espacement des barres :

- Armatures  $A_x // L_x$

$$S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = \min \{45, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures  $A_y // L_y$

$$S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = \min \{60 ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### • Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge, on doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \tau_u = \min : \left( \frac{0.15 F_{bc}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$U = V \rightarrow V = \frac{q}{2x_0 + y_0} = \frac{121.5}{2 \times 119 + 119} = 0.34 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{0.34 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.0025 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0025 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul à L'ELS :**

- **Evaluation des moments :**  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dans le système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = q_s(M_1 + v M_2) \\ M_{y1} = q_s(M_2 + v M_1) \end{cases}$$

**Avec :**

$M_1$  et  $M_2$  sont déterminés à partir des rapports :

$$\frac{U}{l_x}, \frac{V}{l_y} \text{ et de } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$M_1 = 0,04825, M_2 = 0,04825$$

$$v = 0,2, \quad q_s = 90 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 90 (0,04825 + 0,2 (0,04825)) = 5.21 \text{ KN}\cdot\text{m.}$$

$$M_{y1} = 90 (0,04825 + 0,2 (0,04825)) = 5.21 \text{ KN}\cdot\text{m.}$$

- **Evaluation des moments :**

$M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$q_s = G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,02 = 4.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0423 \times 4.19 \times 1.4^2 = 0.35 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 1 \times 0.35 = 0,35 \end{cases}$$

- **Superposition des moments :**

$$M_x(\text{total}) = 5.21 + 0.35 = 5.56 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_y(\text{total}) = 5.21 + 0.35 = 5.56 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Tableau. III. 18: Les moments dans les travées et les appuis

Zone	Sens	M <sub>s</sub> (KN.m)
Aux appuis	L <sub>x</sub>	-0,3 × 5.56 = -1.67
	L <sub>y</sub>	-0,3 × 5.56 = -1.67
En travée	L <sub>x</sub>	0,85 x 5.56= 4.73
	L <sub>y</sub>	0,85 x5.56= 4.73

- **Contrainte de compression dans le béton ELS:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

- Contrainte maximal dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = k \cdot y$ )

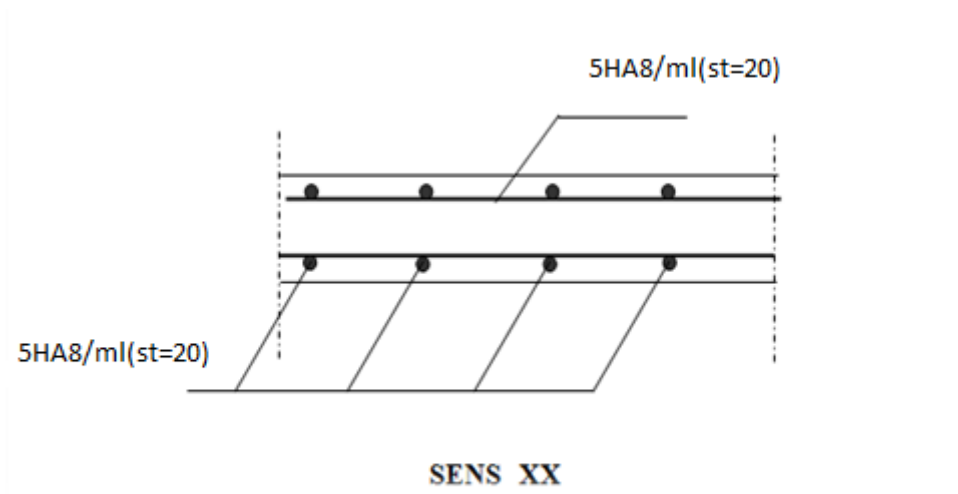
$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau. III. 19: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS

	M <sub>s</sub> (KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (MPa/mm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub>
Travée	4.73	2.01	2.57	4167.69	0.11	0.283	Vérifiée
Appui	1.67	2.01	2.57	4167.69	0.04	0.103	Vérifiée

III.7.6 Schéma de ferrailage :





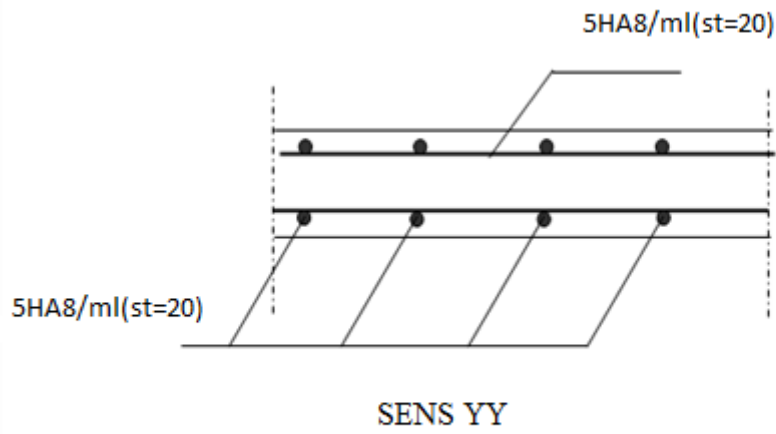


Figure. III. 32: Ferrailage de la dalle du local machine

## IV.1 Etude dynamique :

### IV.1.1 Introduction :

Avant les années 1960, les structures étaient parfois calculées simplement en ajoutant un effort horizontal statique. Cela ignorait totalement les phénomènes de résonance liés au contenu fréquentiel des mouvements du sol et aux modes propres de vibration des structures. Classiquement, les bâtiments sont considérés comme des oscillateurs multiples : plusieurs masses reliées entre elles et au sol par des ressorts et des amortisseurs, modélisés par des barres ou par éléments finis.

### IV.1.2 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### IV.1.3 Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux .etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis **ETABS** est utilisé.

#### IV.1.3.1 Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI .etc.*). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce

logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

#### **IV.1.3.2 Modélisation des éléments structuraux :**

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.L.L) par nœud.
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- ✓ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

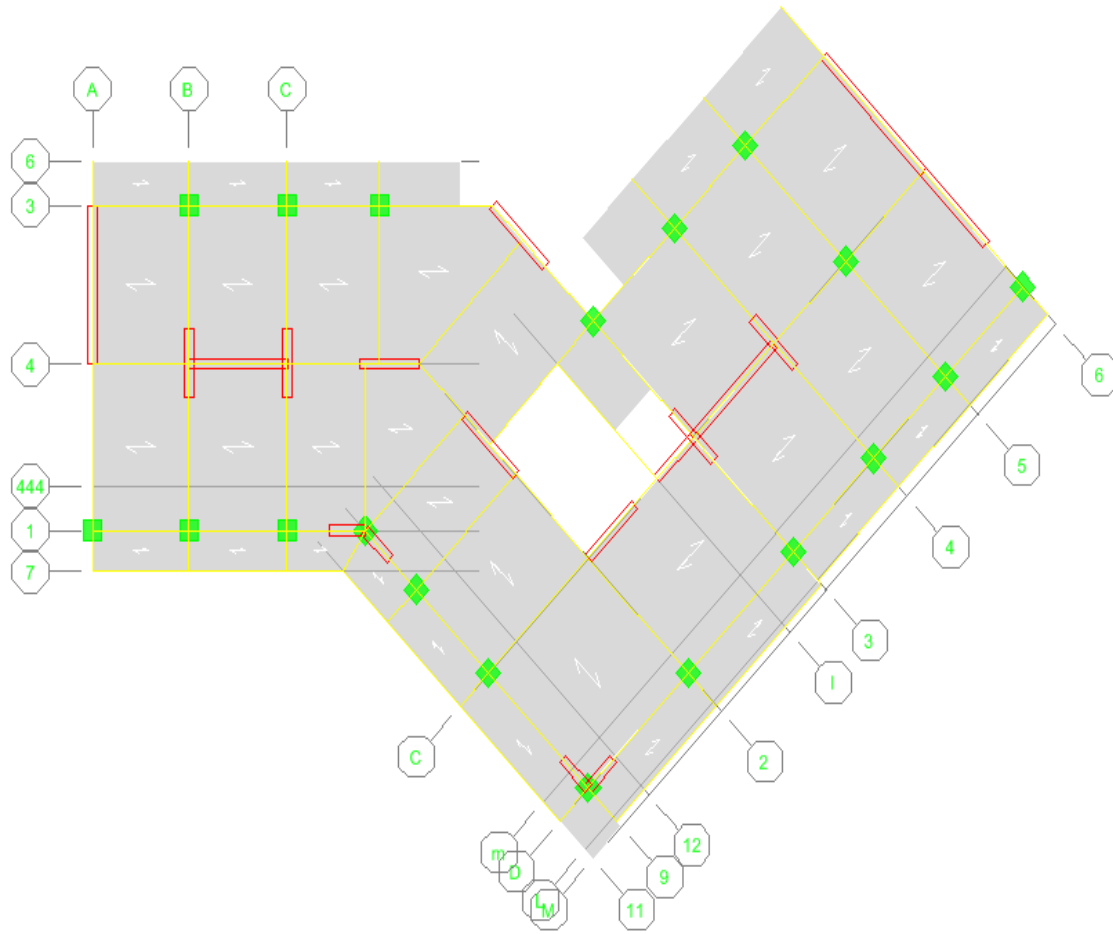
Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

#### **IV.1.3.3 Modélisation de la masse :**

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  RPA99/version 2003 (dans notre cas  $\beta = 0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $25\text{KN/m}^3$ .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

➤ **Disposition des voiles:**



**Figure. IV. 1:Modélisation de la structure (Vue en Plan)**

## ➤ Présentation de la vue en 3D

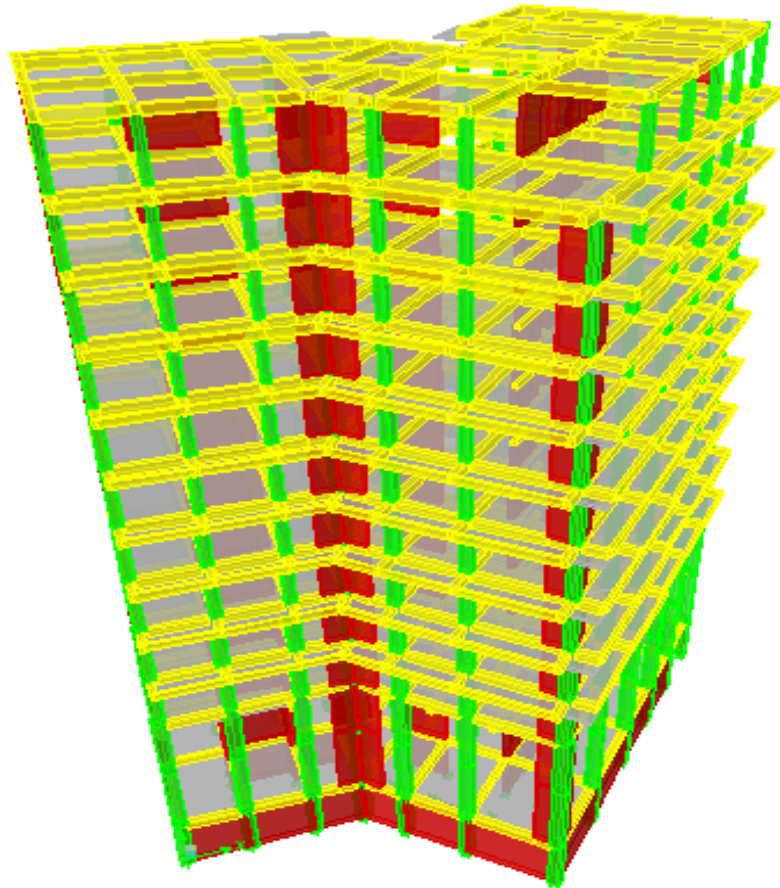


Figure. IV. 2: Modélisation de la structure (Vue en 3D)

**IV.1.4 Caractéristiques géométriques de la structure :****IV.1.4.1 Centre de masse :**

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées ( $X_G$ ,  $Y_G$ ) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

- $M_i$  : Est la masse de l'élément "i".
- $X_i, Y_i$  : Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère.

**IV.1.4.2 Centre de torsion :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions au niveau du voiles, et des poteaux. En général deux cas se présentent :

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0,05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction .

✓ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} L_x = 31.32 \text{ m} \\ L_y = 18.3 \text{ m} \end{cases}$$

✓ **Excentricité théorique :**

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

**Tableau. IV. 1:centre de masse et de rigidité des différents niveaux .(ETABS)**

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY1	14.699	6.476	19.436	7.876	-4.737	-1.4
STORY2	15.02	4.394	20.456	7.541	-5.436	-3.147
STORY3	15.142	3.797	20.573	7.211	-5.431	-3.414
STORY4	15.15	3.863	20.47	6.814	-5.32	-2.951
STORY5	15.103	3.878	20.304	6.427	-5.201	-2.549
STORY6	15.128	3.87	20.101	6.076	-4.973	-2.206
STORY7	15.124	3.874	19.882	5.758	-4.758	-1.884
STORY8	15.109	3.88	19.662	5.468	-4.553	-1.588
STORY9	15.105	3.883	19.451	5.209	-4.346	-1.326
STORY10	15.107	3.866	19.263	4.983	-4.156	-1.117
STORY11	15.072	3.984	19.11	4.804	-4.038	-0.82
STORY12	14.823	5.228	19.006	4.688	-4.183	0.54

( $X_{CR}, Y_{CR}$ ):Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité)

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X : } e_a = 0.05 \times 31.32 = 1.57 < 5.436\text{m} \\ \text{Sens Y : } e_a = 0.05 \times 18.3 = 0.915 < 3.414 \text{ m} \end{array} \right. \quad e_{réel} = 5.436\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{réel} = \max(5.436, 3.414) \text{ m} = 5.436\text{m} \\ e_{max} = \max(e_a, e_{réel}) = \max(1.57, 5.436) \text{ m} = 5.436\text{m} \end{array} \right.$$

**IV.1.5 Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :**

**IV.1.5.1 Mode de vibrations et taux de participation des masses :**

Après l’analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.7,4** on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau :

**Tableau. IV. 2:périodes modes et facteurs de participation massique**

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1.0403	0.0738	58.2295	0.0738	58.2295	14.9784
2	0.792572	68.1335	1.5788	68.2073	59.8084	4.9123
3	0.662016	5.3501	12.3527	73.5574	72.1611	51.8666
4	0.275653	0.004	13.5074	73.5615	85.6686	2.6421
5	0.237359	13.3259	0.5871	86.8873	86.2556	1.069
6	0.212146	0	0.0039	86.8873	86.2596	0.0362
7	0.152111	2.2616	2.9203	89.149	89.1798	14.0311
8	0.119543	0.0462	4.4571	89.1952	93.6369	0.6872
9	0.113632	4.1798	0.0013	93.375	93.6383	0.3439

➤ **nombre de modes à considérer:**

Le nombre de modes à considérer doit être tel que la somme des coefficients de participation massique de ces modes est au moins égale à 90% ( $\sum \alpha_i \geq 90\%$ ) , ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieur à 5% de a masse totale de la structure soit pris en compte.

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

➤ **Commentaire :**

D’après le RPA99 Version 2003, la valeur de  $T_E$  calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 1.0403 \text{ s} < T = 0.813 \times 1.30 = 1.0569 \text{ s}$$

**Donc :** La condition de (**Art 4.2.4.4 du RPA99/ version2003**) est vérifiée.

➤ Modes de vibrations obtenus :

1<sup>er</sup> mode :

Le 1<sup>er</sup> mode de notre structure est une Translation suivant l'axe  $xx'$  de période  $T_1$ .

$T_1 = 1.0403$  sec

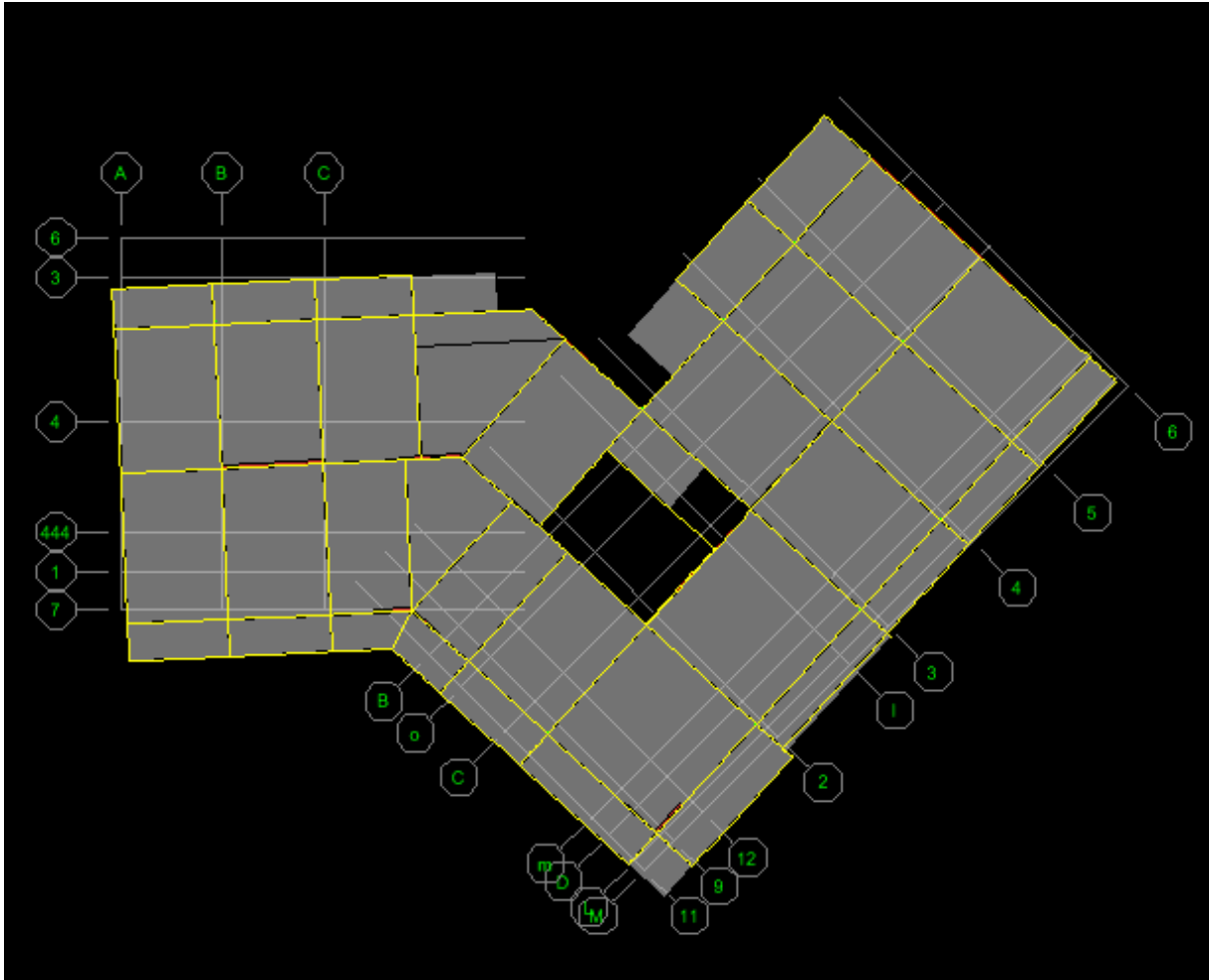


Figure. IV. 3: Le 1<sup>er</sup> mode de notre structure est une Translation suivant l'axe  $xx'$  .



**2<sup>ème</sup> mode :**

Le 2<sup>ème</sup> mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe  $yy'$  de période  $T_2$ .

$$T_2 = 0.792572\text{sec}$$

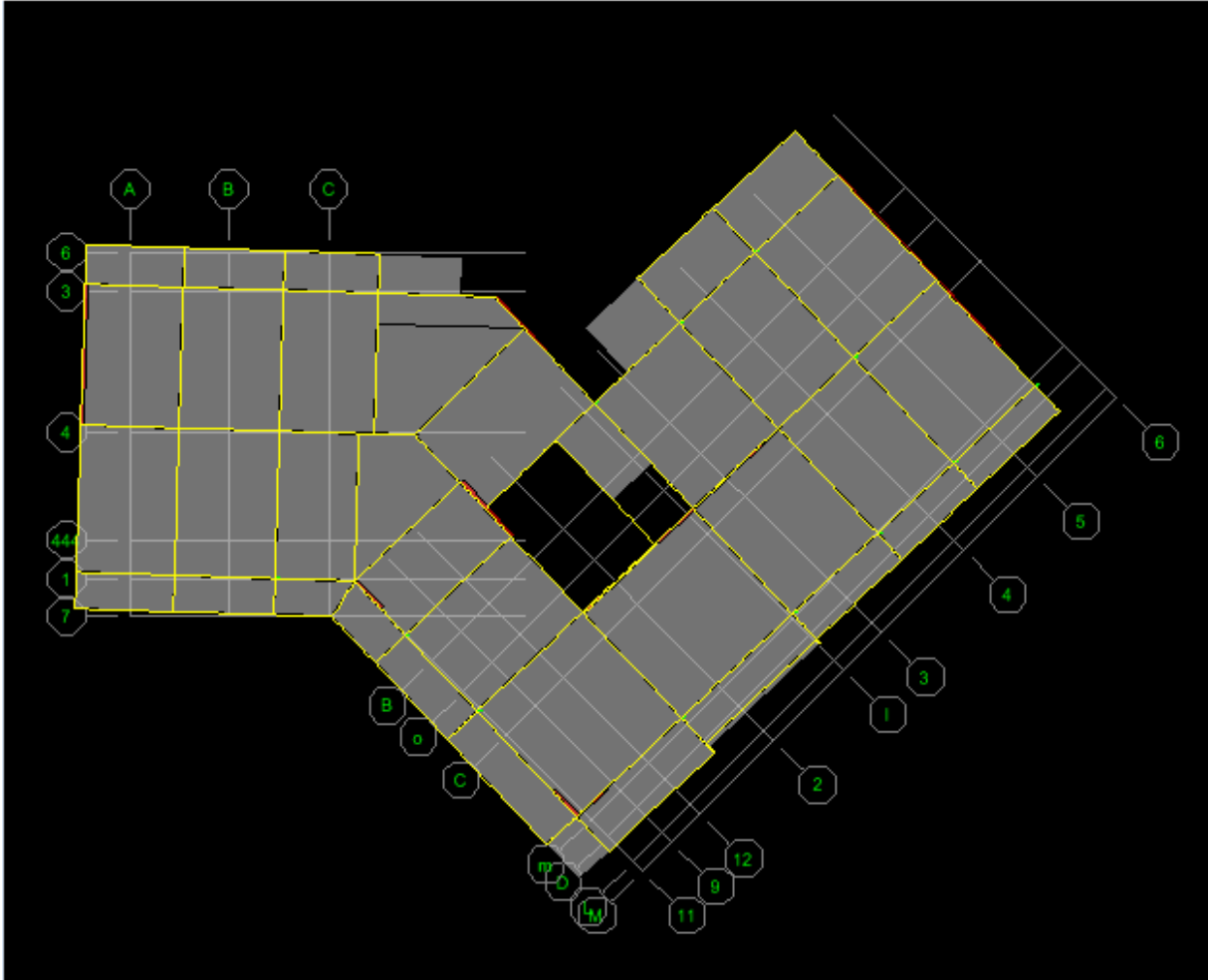


Figure. IV. 4: Le 2<sup>ème</sup> mode de notre structure est une translation suivant l'axe  $yy'$

**3<sup>ème</sup> mode :**

La 3<sup>ème</sup> mode de notre structure est une **rotation** suivant l'axe **zz'** de période  $T_3$

$T=0.662016\text{sec}$

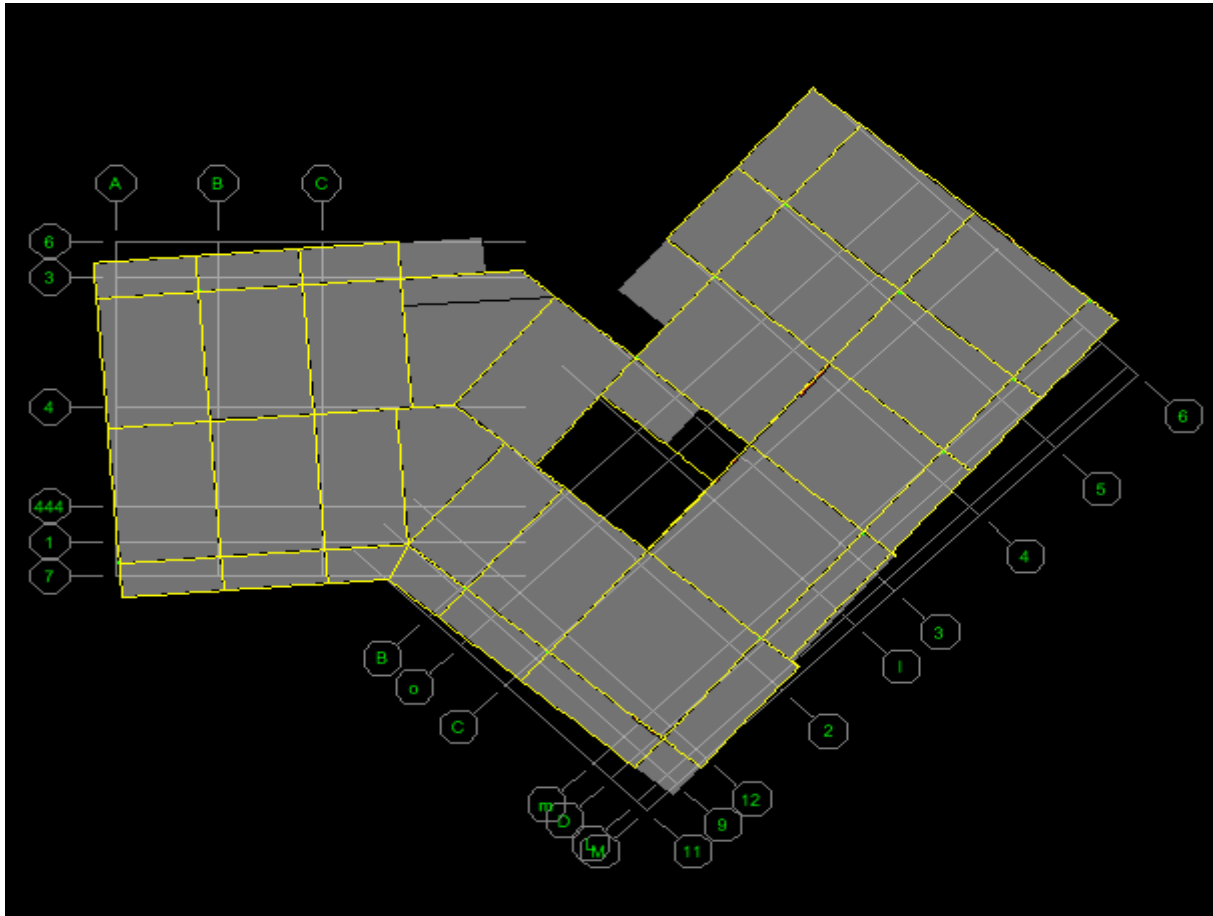


Figure. IV. 5: La 3<sup>ème</sup> mode de notre structure est une rotation suivant l'axe **zz'**.

➤ **Justification du système de contreventement « détermination du coefficient de comportement R »**

Selon les définitions données par le *RPA99/V2003*, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Sous charges verticales :**

Tableau. IV. 3: Comportement de système de contreventement sous charge verticales

Niveau	Charges (KN)		Pourcentage (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
<b>BASE</b>	<b>F3</b>	<b>F3</b>	<b>F3</b>	<b>F3</b>
	33522.63	48247.72	41	59

➤ **Sous charges horizontales :**

**Tableau. IV. 4: Comportement du système de contreventement sous charge horizontales**

	Charges (KN)				Pourcentage (%)			
Niveau	Portiques		Voiles		Portiques %		Voiles %	
Base	F <sub>1</sub> (KN)	F <sub>2</sub> (KN)	F <sub>1</sub> (KN)	F <sub>2</sub> (KN)	F1	F2	F1	F2
		488.11	473.62	5863.66	4454.29	7.68	9.61	92.32

**Avec :**

**F<sub>1</sub>** : La charge horizontale suivant **X**.

**F<sub>2</sub>** : La charge horizontale suivant **Y**.

**F<sub>3</sub>** : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5**

## **IV.2 Etude sismique :**

### **IV.2.1 Introduction :**

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

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

### **IV.2.2 La résultante des forces sismiques :**

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport

$$r = \frac{0.8V}{V_t} .$$

**IV.2.3 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 sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suit combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**1) Spectre de réponse de calcul :**

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

**Avec :**

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (**RPA 99. Tableau 4.1**)

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de **5%**) égale à :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

**R**: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement. Dans notre cas, nous avons pris  $R=3,5$

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Pour le calcul du spectre de réponse, nous avons utilisé le logiciel **Spectre 99/ V 2003**

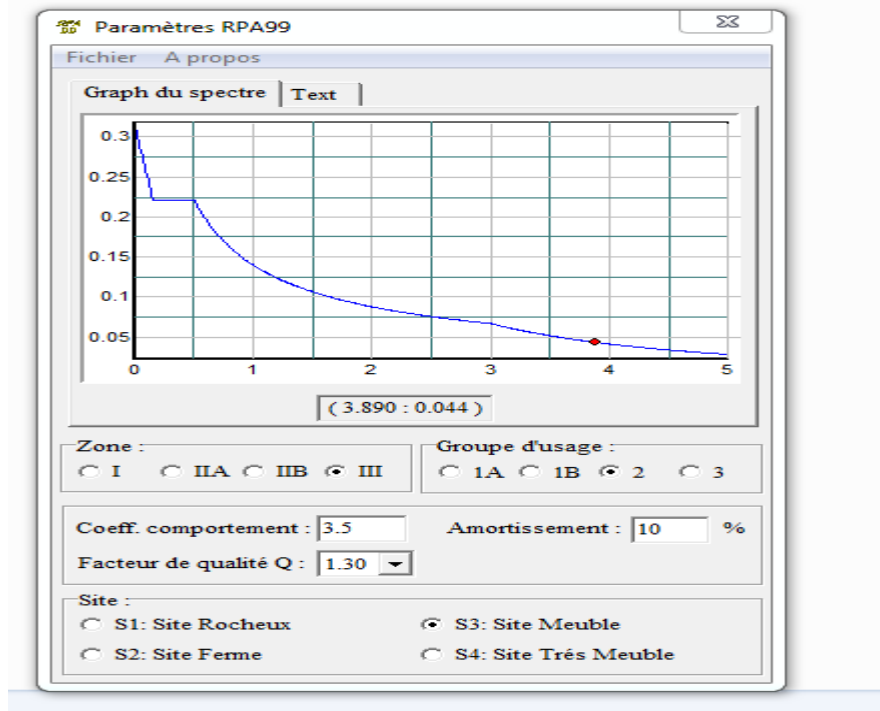


Figure. IV. 6:schéma de Spectre de réponse de calcul

Calcul de l’effort tranchant modal à la base : (D’après le RPA99/V 2003).

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

$V_i$  : l’effort tranchant modal à la base.

$\alpha_i$  : coefficient de participation du mode  $i$

$W$  : poids total de la structure.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

- **Sens XX :**

Tableau. IV. 5: Calcul de l’effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)

Mode	Period	S <sub>a</sub> /g	α <sub>i</sub> %	W <sub>t</sub> (kn)	V <sub>i</sub>
1	1.0403	0.15626599	0.0738	56162.2863	6.47687623
2	0.792572	0.18750151	68.1335	56162.2863	7174.80744
3	0.662016	0.21153334	5.3501	56162.2863	635.602374
4	0.275653	0.38046761	0.004	56162.2863	0.85471724
5	0.237359	0.42057059	13.3259	56162.2863	3147.60499
6	0.212146	0.45343534	0	56162.2863	0
7	0.152111	0.56664766	2.2616	56162.2863	719.736746
8	0.119543	0.66591613	0.0462	56162.2863	17.2785101
9	0.113632	0.68893029	4.1798	56162.2863	1617.24405

- Sens YY:

Tableau. IV. 6 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens

Mode	Period	Sa/g	ai%	Wt(kn)	Vi
1	1.0403	0.15626599	58.2295	56162.2863	5110.36943
2	0.792572	0.18750151	1.5788	56162.2863	166.255748
3	0.662016	0.21153334	12.3527	56162.2863	1467.52499
4	0.275653	0.38046761	13.5074	56162.2863	2886.25191
5	0.237359	0.42057059	0.5871	56162.2863	138.674228
6	0.212146	0.45343534	0.0039	56162.2863	0.99317266
7	0.152111	0.56664766	2.9203	56162.2863	929.362937
8	0.119543	0.66591613	4.4571	56162.2863	1666.92743
9	0.113632	0.68893029	0.0013	56162.2863	0.5029947

❖ **Combinaisons des réponses modales:**

Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **T<sub>i</sub>**, **T<sub>j</sub>** d'amortissement  $\xi_i$ ,  $\xi_j$  sont considérés comme indépendant si le rapport

$r = T_i/T_j$  avec  $T_i \leq T_j$  vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 10\% \implies r \leq 0.588$$

1-Dans le cas ou toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \text{ ----- (1)}$$

Avec :

**E** : effet de l'action sismique considéré.

**E<sub>i</sub>** : valeur modale de E selon la mode « **i** ».

**K** : nombre de modes retenues.

2-Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendant, **E<sub>1</sub>** et **E<sub>2</sub>** par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \text{ ----- (2)}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant

Tableau. IV. 7: Combinaisons des réponses

Mode	Period	r = Ti/Tj	COEf	Observation
1	1.0403	0.76186869	0.588	CNV
2	0.792572	0.83527553	0.588	CNV
3	0.662016	0.4163842	0.588	CV
4	0.275653	0.86107897	0.588	CNV
5	0.237359	0.89377694	0.588	CNV
6	0.212146	0.71701093	0.588	CNV
7	0.152111	0.7858932	0.588	CNV
8	0.119543	0.95055336	0.588	CNV
9	0.113632	0.17760231	0.588	CV

• Remarque :

Les modes ne sont pas indépendant 2 à 2 donc on applique la formule (2)

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} E_x = 8148.0673\text{KN} \\ E_Y = 5653.3368\text{KN} \end{cases}$$

IV.2.4 Méthode statique équivalente :

❖ Principe :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à 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.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- a) le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à **65 m** en zone **II** à **30 m** en zone **III** et **Ib**.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I :** Tous les groupes d’usages.

**Zone II :** Groupe d’usage 3

Groupe d’usage 2.....  $H_T \leq 7$  niveaux ou 23m.

Groupe d’usage 1B.....  $H_T \leq 5$  niveaux ou 17m.

Groupe d’usage 1A.....  $H_T \leq 3$  niveaux ou 10m.

**Zone III :** Groupe d’usage 2 et 3.....  $H_T \leq 5$  niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$  niveaux ou 10m.

**1) Calcul de la force sismique totale :**

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \Longrightarrow \quad (RPA99V2003 \text{ Art } 4.2.3)$$

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

**D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

- **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Ce coefficient est donné suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas on a :

{	groupe d'usage 2	}	$\Longrightarrow$	<b>A = 0.25</b>
	Zone sismique III			

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

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \Longrightarrow & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \Longrightarrow & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & \Longrightarrow & T \geq 3\text{s} \end{cases}$$

**Avec :**

$T_2$  : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau (4.7 du RPA 99/version 2003).

- **Classification du site :**

Selon l' **RPA2003**, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble.



Donc de **catégorie S3**  $\implies$  (Site meuble : S3)

$$\implies \left\{ \begin{array}{l} T_1(S_3) = 0,15 \text{ sec} \\ T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec} \end{array} \right.$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

D'où :

$\xi(\%)$  : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\implies \xi$  : est donnée par le tableau (4.2 du RPA99V2003).

Nous avons une structure constituée portiques et de voiles avec un remplissage dense

donc :  $\xi = 10\%$   $\implies \eta = 0,76 > 0,7$

$\implies \eta = 0,76$

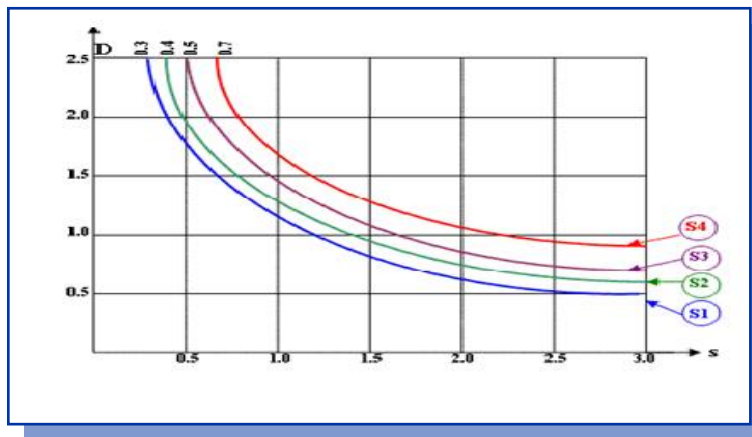


Figure. IV. 7:Facture d'amplification dynamique

**2)Estimation de la période fondamentale(T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le (RPA99/version2003) par la formule:

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

**Avec:**

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 41.25 \text{ m}$$

$C_T$  : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA99/Version2003**.

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\implies C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T_{RPA} = 0.05 \times (41.25)^{3/4} = 0.81 \text{ s} \implies T_{RPA} = 0.81 \text{ s}$$

Dans notre cas (contreventement assure partiellement ou totalement par voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \implies (4.2.4 \text{ du RPA99/version2003})$$

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

a) Sens longitudinale:  $d_x = 31.32 \text{ m} \implies T_x = 0.663 \text{ s}$

b) Sans transversale :  $d_y = 18.31 \text{ m} \implies T_y = 0.868 \text{ s}$

D'après (**RPA99/version 2003**), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$\text{Donc: } \begin{cases} T_X = 0.663 \text{ s} \\ T_Y = 0.868 \text{ s} \end{cases}$$

**On a  $T_2 = 0,5 \text{ s}$**

$$\implies \begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s} \implies 0.5 \text{ s} \leq T_x \leq 3 \text{ s} \quad \text{donc: } D_x = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \\ T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \implies 0.5 \text{ s} \leq T_y \leq 3 \text{ s} \quad \text{donc: } D_y = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \end{cases}$$

$$\implies \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0.88 \times (0.5 / 0.663)^{2/3} = 1.82 \implies D_x = 1.82 \\ D_y = 2,5 \times 0.88 \times (0.5 / 0.868)^{2/3} = 1.52 \implies D_y = 1.52 \end{cases}$$

- **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3) de (RPA 99/ version 2003), en fonction du système de contreventement.

Dans notre cas nous considérons le système est portique contreventés par des voiles et la valeur de R est de 3,5.

**Tableau. IV. 8:Facture de qualité (Q)**

Critère q »	P <sub>q</sub>	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	N/observé	0,05
2. Redondance en plan	Observé	0
3. Régularité en plan	N/observé	0,05
4. Régularité en élévation	N/observé	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	N/observé	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	N/observé	0,10
	<b>Q = 1+ ∑P<sub>q</sub> = 1.30</b>	

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

**P<sub>q</sub>** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 R.P.A 2003).

- **Poids total de la structure (W) :**

**W** : est égal à la somme des poids **W<sub>i</sub>** calculés à chaque niveau (**i**) :

$$W = \sum W_i$$

**Avec :**

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

**W<sub>Gi</sub>** : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.

**W<sub>Qi</sub>** : charges d'exploitation.

**β** : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du (RPA99 version 2003).

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation)  $\implies \beta = 0,20$ .

Donc à chaque niveau : **W<sub>i</sub> = W<sub>Gi</sub> + 0,2W<sub>Qi</sub>**

$$\implies W_i = 56162.2863 \text{KN.}$$

Tableau. IV. 9: Résumé des résultats

Paramètres	A	D <sub>x</sub>	D <sub>y</sub>	Q	R	W (KN)	T <sub>x</sub> (s)	T <sub>y</sub> (s)	η
Valeurs numériques	0.25	1.82	1.52	1.30	3.5	56162.2863	0.663	0.868	0.88

Donc on a:  $V = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W$   $\implies$   $\left\{ \begin{array}{l} V_{X \text{ stat}} = 9491.4264 \text{KN.} \\ V_{Y \text{ stat}} = 6926.9055 \text{KN.} \end{array} \right.$

❖ Vérification des exigences de RPA99/2003 :

a) Résolution des forces sismiques de calcul : (RPA99/version2003 (art 4.3.6))

L'une des premières vérifications préconisées par le RPA99/V2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $r = 0.8V/V$ .

Tableau. IV. 10:l'effort tranchant dynamique et statique

	V statique(KN)	V Dynamique(KN)	0.8% V stat	0.8 V stat < V dyn
Sens X-X	9491.4264	8148.0673	7593.1411	CV
Sens y-y	6926.9055	5653.3368	5541.5244	CV

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$\implies V_{\text{dyn}} > 0.8 V_{\text{stat}} \dots\dots\dots C. V$

b) Vérification des déplacements latéraux inter – étage :

L'une des vérifications préconisées par le (RPA99 version 2003), concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10 du RPA99 version 2003), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

**Avec:**  $\bar{\Delta} = 0.01h_e$  : le déplacement relatif admissible.

$h_e$  : représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \delta_y^k = R \delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ;} \quad \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

$\Delta_{ex}^k$  : Correspond au déplacement relatif du niveau  $k$  par rapport au niveau  $k-1$  dans le sens  $x$  (de la même manière on obtient  $\Delta_{ey}^k$ ).

$$\left. \begin{aligned} \delta_x^k &= R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k &= R \delta_{ey}^k \end{aligned} \right\} : \text{Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure} \\ \text{(Art.4-19. RPA 2003)}$$

$\delta_{ex}^k$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $k$  dans le sens  $x$

(y compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient  $\delta_{ey}^k$ ).

$R$  : Est le coefficient de comportement.

➤ **Sens longitudinale :**

**Tableau. IV. 11: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'**

Niveau	$\delta_e^k$ (cm)	R	$\delta^K$ (cm)	$\delta^{k-1}$ (cm)	$\Delta^k$ (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Observation
Niveau 12	3.3964	3.5	11.8874	11.45935	0.42805	3.06	CV
Niveau 11	3.2741	3.5	11.45935	10.58225	0.8771	3.06	CV
Niveau 10	3.0235	3.5	10.58225	9.56095	1.0213	3.06	CV
Niveau 9	2.7317	3.5	9.56095	8.45635	1.1046	3.06	CV
Niveau 8	2.4161	3.5	8.45635	7.28385	1.1725	3.06	CV
Niveau 7	2.0811	3.5	7.28385	6.06235	1.2215	3.06	CV
Niveau 6	1.7321	3.5	6.06235	4.83245	1.2299	3.06	CV
Niveau 5	1.3807	3.5	4.83245	3.6442	1.18825	3.06	CV
Niveau 4	1.0412	3.5	3.6442	2.5732	1.071	3.06	CV
Niveau 3	0.7352	3.5	2.5732	1.575	0.9982	3.06	CV
Niveau 2	0.45	3.5	1.575	0.5817	0.9933	3.57	CV
Niveau 1	0.1662	3.5	0.5817	0	0.5817	4.08	CV

## ➤ Sens transversale :

Tableau. IV. 12: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'

Niveau	$\delta_e^k$ (cm)	R	$\delta^K$ (cm)	$\delta^{k-1}$ (cm)	$\Delta^k$ (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Observation
Niveau 12	4.7136	3.5	16.4976	14.95865	1.53895	3.06	CV
Niveau 11	4.2739	3.5	14.95865	13.55865	1.4	3.06	CV
Niveau 10	3.8739	3.5	13.55865	12.12645	1.4322	3.06	CV
Niveau 9	3.4647	3.5	12.12645	10.62775	1.4987	3.06	CV
Niveau 8	3.0365	3.5	10.62775	9.08075	1.547	3.06	CV
Niveau 7	2.5945	3.5	9.08075	7.5173	1.56345	3.06	CV
Niveau 6	2.1478	3.5	7.5173	5.98045	1.53685	3.06	CV
Niveau 5	1.7087	3.5	5.98045	4.47685	1.5036	3.06	CV
Niveau 4	1.2791	3.5	4.47685	3.1136	1.36325	3.06	CV
Niveau 3	0.8896	3.5	3.1136	1.93515	1.17845	3.06	CV
Niveau 2	0.5529	3.5	1.93515	0.78085	1.1543	3.57	CV
Niveau 1	0.2231	3.5	0.78085	0	0.78085	4.08	CV

## Commentaire :

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée**).

c) Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  : (RPA 99/V 2003. Art5-9)

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou (effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

## Avec :

**P<sub>k</sub>** : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau

$$(K) \quad \text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

**V<sub>k</sub>** : l'effort tranchant d'étage au niveau(K)

**$\Delta_K$**  : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

**h<sub>k</sub>** : hauteur d'étage K.

- Si  $\theta_K < 0,1$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$  : il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$
- Si  $\theta_k > 0,2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

Tableau. IV. 13: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'

Niveau	$P_k$ (KN)	$\Delta k_x$ (m)	hk(m)	$V_{kx}$	$\Theta_{kx}$	< 0.1
Niveau 12	3377.61243	0.0042805	3.06	893.04	0.00529069	C.V
Niveau 11	8023.50188	0.008771	3.06	1864.47	0.01233492	C.V
Niveau 10	12702.7365	0.010213	3.06	2689.02	0.0157665	C.V
Niveau 9	17212.7143	0.011046	3.06	3394.31	0.01830549	C.V
Niveau 8	21659.2842	0.011725	3.06	4005.37	0.02072015	C.V
Niveau 7	26085.7043	0.012215	3.06	4543.68	0.02291748	C.V
Niveau 6	25975.2192	0.012299	3.06	5010.39	0.02083704	C.V
Niveau 5	34853.693	0.0118825	3.06	5409.26	0.02502058	C.V
Niveau 4	39198.6911	0.01071	3.06	5748.02	0.02386829	C.V
Niveau 3	43508.1309	0.009982	3.06	6029.81	0.02353764	C.V
Niveau 2	47726.267	0.009933	3.57	6231.06	0.02131119	C.V
Niveau 1	50972.4274	0.005817	4.08	6307.99	0.01152082	C.V

➤ **Sens transversale :**

Tableau. IV. 14: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'

Niveau	$P_k$ (KN)	$D_{kx}$ (m)	hk(m)	$V_{kx}$	$\theta_{kx}$	< 0.1
Niveau 12	3377.61243	0.0153895	3.06	791.74	0.02145509	C.V
Niveau 11	8023.50188	0.014	3.06	1553.36	0.02363189	C.V
Niveau 10	12702.7365	0.014322	3.06	2150.93	0.02764097	C.V
Niveau 9	17212.7143	0.014987	3.06	2638.79	0.03194757	C.V
Niveau 8	21659.2842	0.01547	3.06	3054.2	0.03585218	C.V
Niveau 7	26085.7043	0.0156345	3.06	3425.09	0.03891286	C.V
Niveau 6	25975.2192	0.0153685	3.06	3757.5	0.03471925	C.V
Niveau 5	34853.693	0.015036	3.06	4054.97	0.04223496	C.V
Niveau 4	39198.6911	0.0136325	3.06	4323.67	0.04038993	C.V
Niveau 3	43508.1309	0.0117845	3.06	4561.82	0.03673009	C.V
Niveau 2	47726.267	0.011543	3.57	4747.59	0.03250385	C.V
Niveau 1	50972.4274	0.0078085	4.08	4826.51	0.02021201	C.V

• **Commentaire :**

On constate que  $\theta_{KX}$  et  $\theta_{KY}$  sont inférieurs à **0,1**.

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

**d) Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)**

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

- Le moment de renversement,  $M_r$ , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité,  $M_s$ , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ( $M_s > M_r$ ).

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \end{array} \right.$$

Il faut vérifier que :  $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

$M_s$  : moment stabilisant qui tient compte

du poids de la structure.

$M_r$  : moment de renversement.

$F_i$  : efforts sismique appliqués à chaque étage.

$d_i$  : la hauteur de niveau  $i$  mesuré a partir de la base

$b_i$  : Bras de levier de niveau  $i$ .

$W_i$  : poids de niveau  $i$ .

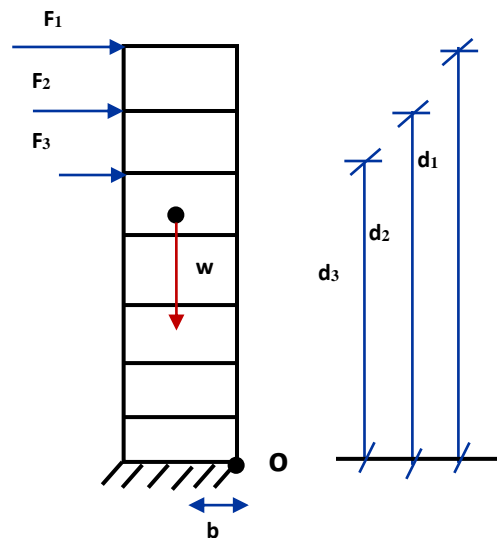


Figure. IV. 8:représentation des efforts tranchant



e) **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : *(RPA99V2003 Art4.2.5)*

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0,07 TV$  où  $T$  est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0,25 V$  et sera prise égale à  $0$  quand  $T$  est plus petit ou égale à  $0,7$  secondes.

**Avec :**

$F_t$  : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

$T$  : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de  $V$  soit  $(V - F_t)$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

**Avec :**

$F_i$  : effort horizontal revenant au niveau  $i$

$h_i$  : niveau de plancher où s'exerce la force  $F_i$

$h_j$  : niveau de plancher quelconque

$W_i, W_j$  : Poids revenant au planchers  $i, j$

Dans notre cas  $T = 1.0403s > 0.7s$  donc :  $F_t = 0.07TV$

- Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

➤ Sens longitudinale : ( $V_x = 6307.99$  KN,  $F_t=459.354$ KN).

Tableau. IV. 15:Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX'

Niveau	hi (m)	W(KN)	wi * hi	Vx (KN)	(Vx -Ft)	$\sum wi*hi$	(V-Ft).wi*h	Fi (KN)
Niveau 12	41.25	5143.87644	212184.903	6307.99	5848.636	1307551.94	1240992264	949.09596
Niveau 11	38.19	3377.61243	128991.019	6307.99	5848.636	1307551.94	754421516	576.972503
Niveau 10	35.13	4645.88945	163210.096	6307.99	5848.636	1307551.94	954556445	730.033291
Niveau 9	32.07	4679.23462	150063.054	6307.99	5848.636	1307551.94	877664182	671.227012
Niveau 8	29.01	4509.97779	130834.456	6307.99	5848.636	1307551.94	765203107	585.218134
Niveau 7	25.95	4446.56987	115388.488	6307.99	5848.636	1307551.94	674865266	516.12884
Niveau 6	22.89	4426.42013	101320.757	6307.99	5848.636	1307551.94	592588226	453.204349
Niveau 5	19.83	4399.49266	87241.9395	6307.99	5848.636	1307551.94	510246348	390.230271
Niveau 4	16.77	4368.49601	73259.678	6307.99	5848.636	1307551.94	428469190	327.688084
Niveau 3	13.71	4344.99811	59569.9241	6307.99	5848.636	1307551.94	348402803	266.454274
Niveau 2	10.57	4323.21403	45696.3723	6307.99	5848.636	1307551.94	267261448	204.398341
Niveau 1	7.08	4240.62167	30023.6015	6307.99	5848.636	1307551.94	175597116	134.294563
Niveau 1-1	3	3255.88308	9767.64925	6307.99	5848.636	1307551.94	57127425	43.6903677

➤ Sens transversal: ( $V_y = 4826.51$ KN.  $F_t=351.47$ KN).

Tableau. IV. 16:Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'

Niveau	hi (m)	W(KN)	wi * hi	Vx (KN)	(Vx -Ft)	$\sum wi*hi$	(V-Ft).wi*h	Fi (KN)
Niveau 12	41.25	5143.87644	212184.903	4826.51	4475.04	1307551.94	949535930	726.19366
Niveau 11	38.19	3377.61243	128991.019	4826.51	4475.04	1307551.94	577239968	441.466186
Niveau 10	35.13	4645.88945	163210.096	4826.51	4475.04	1307551.94	730371710	558.579501
Niveau 9	32.07	4679.23462	150063.054	4826.51	4475.04	1307551.94	671538171	513.584317
Niveau 8	29.01	4509.97779	130834.456	4826.51	4475.04	1307551.94	585489422	447.775269
Niveau 7	25.95	4446.56987	115388.488	4826.51	4475.04	1307551.94	516368100	394.912113
Niveau 6	22.89	4426.42013	101320.757	4826.51	4475.04	1307551.94	453414440	346.765911
Niveau 5	19.83	4399.49266	87241.9395	4826.51	4475.04	1307551.94	390411169	298.581767
Niveau 4	16.77	4368.49601	73259.678	4826.51	4475.04	1307551.94	327839989	250.728082
Niveau 3	13.71	4344.99811	59569.9241	4826.51	4475.04	1307551.94	266577793	203.875491
Niveau 2	10.57	4323.21403	45696.3723	4826.51	4475.04	1307551.94	204493094	156.393859
Niveau 1	7.08	4240.62167	30023.6015	4826.51	4475.04	1307551.94	134356817	102.754478
Niveau 1-1	3	3255.88308	9767.64925	4826.51	4475.04	1307551.94	43710621.1	33.4293574

Ainsi, on a les résultats suivants :

➤ Sens XX' :

Tableau. IV. 17: Moment de renversement dans le sens XX

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
Niveau 12	949.09596	41.25	39150.2084
Niveau 11	576.972503	38.19	22034.5799
Niveau 10	730.033291	35.13	25646.0695
Niveau 9	671.227012	32.07	21526.2503
Niveau 8	585.218134	29.01	16977.1781
Niveau 7	516.12884	25.95	13393.5434
Niveau 6	453.204349	22.89	10373.8475
Niveau 5	390.230271	19.83	7738.26627
Niveau 4	327.688084	16.77	5495.32917
Niveau 3	266.454274	13.71	3653.0881
Niveau 2	204.398341	10.57	2160.49046
Niveau 1	134.294563	7.08	950.805506
Niveau 1-1	43.6903677	3	131.071103

$$\sum (di * Fi) = \sum 169230.728 \text{ KN.m}$$

➤ Sens YY' :

Tableau. IV. 18: Moment de renversement dans le sens YY'

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
Niveau 12	726.19366	41.25	29955.4885
Niveau 11	441.466186	38.19	16859.5936
Niveau 10	558.579501	35.13	19622.8979
Niveau 9	513.584317	32.07	16470.649
Niveau 8	447.775269	29.01	12989.9606
Niveau 7	394.912113	25.95	10247.9693
Niveau 6	346.765911	22.89	7937.4717
Niveau 5	298.581767	19.83	5920.87644
Niveau 4	250.728082	16.77	4204.70994
Niveau 3	203.875491	13.71	2795.13298
Niveau 2	156.393859	10.57	1653.08309
Niveau 1	102.754478	7.08	727.501704
Niveau 1-1	33.4293574	3	100.288072

$$\sum (di * Fi) = \sum 129485.623 \text{ KN.m}$$

- **Moment stabilisateur:**
- ✓ **Calcul du centre de gravité de la structure :**
- **Sens longitudinal et transversal :**

$$b_{xi} = L X - X_{Gi}$$

$$b_{yi} = L y - Y_{Gi}$$

**Tableau. IV. 19: Centre de gravité et de torsion**

Niveau	XCM	YCM	XG	YG
Niveau 12	15.196	4.056		
Niveau 11	14.699	6.476		
Niveau 10	15.02	4.394		
Niveau 9	15.142	3.797		
Niveau 8	15.15	3.863		
Niveau 7	15.103	3.878		
Niveau 6	15.128	3.87		
Niveau 5	15.124	3.874		
Niveau 4	15.109	3.88		
Niveau 3	15.105	3.883		
Niveau 2	15.107	3.866		
Niveau 1	15.072	3.984		
Niveau 1-1	14.823	5.228		
<b>Somme</b>	<b>195.778</b>	<b>55.094</b>	<b>15.06</b>	<b>4.234</b>

$$b_{xi} = L X - X_{Gi} = 31.32 - 15.06 = 16.26m$$

$$b_{yi} = L y - Y_{Gi} = 18.3 - 4.234 = 14.234m$$

**Tableau. IV. 20: Vérification au renversement dans le sens XX et YY**

	wt(kn)	b(m)	Ms(kn,m)	Mr	Ms/Mr	observation
sens xx	56162.2863	16.266	913535.749	169230.728	5.40	<b>cv</b>
sens yy	56162.2863	14.234	799413.9832	129485.623	6.17	<b>cv</b>

- **Commentaire :**
- Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L'ouvrage est donc stable au renversement ( $M_s > 1,5 M_r$ ). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

❖ **Vérification de l'effort normal réduit : ( $N_{\text{réd}}$ )**

Pour évites la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Avec : } N_d : \text{l'effort normal maximal}$$

$B_c$ : l'air de section brute

$f_{c_j}$ : la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau. IV. 21: l'effort normale réduit**

Section	$N_{rd}$ (KN)	$F_{c28}$ (MPa)	$N_{\text{réd}}$ (KN)	Observation
<b>65x65</b>	<b>3077.54</b>	<b>25</b>	<b>0.29</b>	<b>Vérifiée</b>
<b>60x60</b>	<b>2500.91</b>	<b>25</b>	<b>0.27</b>	<b>Vérifiée</b>
<b>50x50</b>	<b>1798.9</b>	<b>25</b>	<b>0.28</b>	<b>Vérifiée</b>
<b>45x45</b>	<b>1278.51</b>	<b>25</b>	<b>0.25</b>	<b>Vérifiée</b>
<b>40x40</b>	<b>807.89</b>	<b>25</b>	<b>0.20</b>	<b>Vérifiée</b>
<b>35x35</b>	<b>404.28</b>	<b>25</b>	<b>0.13</b>	<b>Vérifiée</b>

### V.1 Introduction :

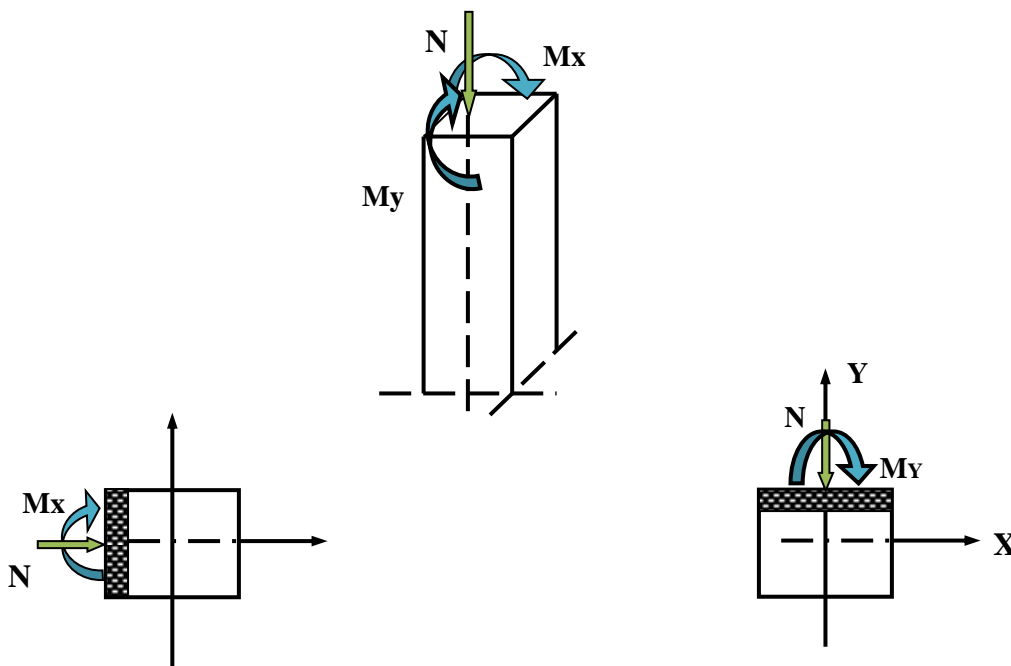
Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/V.2003**).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux plans.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un plan.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul plan.

### V.2 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal «  $N$  » et à un moment de flexion «  $M$  » dans les deux sens que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.



**Figure. V. 1: la transmission des efforts des poutres vers les fondations**

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « **ELU** » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Caractéristiques des matériaux :**

Tableau. V. 1: Caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

- **Les combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ **Selon BAEL91 :** (Situations durables)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

- ❖ **Selon RPA99 :** (situations accidentelle)

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E. \end{array} \right.$$

### V.2.1 Ferrailage longitudinale :

- **Recommandations de l'RPA:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0.9% (zone III).
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12cm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi$  (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques)  $h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right)$

- **Recommandations du «BAEL99/V2003» :**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2/\text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h. ( b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

$$A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d \cdot \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

- **Ferraillage minimum d'après le CBA93 :**

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

**Tableau. V. 2: Ferraillage maximale et minimale**

Niveau	Section	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cnf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
<b>Zone 1</b>	<b>65x65</b>	<b>8.45</b>	<b>211.25</b>	<b>4.59</b>	<b>38.025</b>	<b>126.75</b>	<b>253.5</b>
<b>Zone 2</b>	<b>60x60</b>	<b>7.2</b>	<b>180</b>	<b>3.91</b>	<b>32.4</b>	<b>108</b>	<b>216</b>
<b>Zone 3</b>	<b>50x50</b>	<b>5</b>	<b>125</b>	<b>2,72</b>	<b>22,5</b>	<b>75</b>	<b>150</b>
<b>Zone 4</b>	<b>45x45</b>	<b>4,05</b>	<b>101,25</b>	<b>2,2</b>	<b>18,22</b>	<b>60,75</b>	<b>121,5</b>
<b>Zone 5</b>	<b>40x40</b>	<b>4</b>	<b>80</b>	<b>1,74</b>	<b>14,4</b>	<b>48</b>	<b>96</b>
<b>Zone 6</b>	<b>35x35</b>	<b>4</b>	<b>61,25</b>	<b>1,33</b>	<b>11,02</b>	<b>36,75</b>	<b>73,5</b>

Etant donné que la structure comporte quatre (04) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

- **Zone 1** : sous-sol et 2<sup>ème</sup> étage pour les poteaux de dimensions **(65X65)**
- **Zone 2** : 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage pour les poteaux de dimensions **(60X60)**
- **Zone 3** : 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage pour les poteaux de dimensions **(50X50)**
- **Zone 4** : 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage pour les poteaux de dimensions **(45X45)**
- **Zone 5** : 9<sup>ème</sup> et 10<sup>ème</sup> étage pour les poteaux de dimensions **(40X40)**
- **Zone 6** : 11<sup>ème</sup> étage pour les poteaux de dimensions **(35X35)**



Le ferrailage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci après :

- $\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} \text{ et } M \text{ correspondant.} \\ N_{\min} \text{ et } M \text{ correspondant.} \\ M_{\max} \text{ et } N \text{ correspondant.} \end{array} \right.$

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable:

**Tableau. V. 3: Les sollicitations obtenues par ETABS(Situation accidentelle)**

Niveau	sollicitation	$N_{\min}$	$N_{\max}$	$M_{\max}$
	Combinaison	$0.8G+Ey$	$G+Q-Ex$	$G+Q-Ey$
Zone1 (65x65)	$N_{\text{corr}}$ (KN)	1201.52	3077.08	1961.59
	$M_{\text{corr}}$ (KN.m)	95.918	0	268.532
Zone 2 (60x60)	Combinaison	$0.8G-Ey$	$G+Q+Ex$	$G+Q+Ey$
	N (KN)	924.25	2498.26	550.51
	$M_{\text{corr}}$ (KN.m)	42.682	262.79	286.653
Zone 3 (50x50)	Combinaison	$0,8G+Ey$	$G+Q-Ex$	$G+Q-Ey$
	N(KN)	655.01	1735.43	526.04
	$M_{\text{corr}}$ (KN.m)	60.921	116.59	220.211
Zone 4 (45x45)	Combinaison	$0.8G+Ey$	$G+Q-Ex$	$G+Q+Ey$
	N(KN)	393.34	1207.63	329.34
	$M_{\text{corr}}$ (KN.m)	52.514	120.777	188.881
Zone 5 (40x40)	Combinaison	$0.8G+Ex$	$G+Q-Ex$	$0.8G-Ey$
	N (KN)	204.24	734.47	301.27
	$M_{\text{corr}}$ (KN.m)	36.494	102.164	149.387
Zone 6 (35x35)	Combinaison	$0.8G+Ey$	$0.8G+Ey$	$G+Q+Ey$
	N (KN)	80.42	328.97	16.11
	$M_{\text{corr}}$ (KN.m)	21.683	76.374	103.688

Tableau. V. 4: Les sollicitations obtenues par ETABS(Situation durable)

Niveau	SOLICITATION	$N_{min}$ (ELU)	$N_{max}$ (ELU)	$M_{max}$ (ELU)
Zone1 (65x65)	N(KN)	-14.97	-2904.68	-2071.07
	$M_{corr}$ (KN.m)	0	-8.107	-45.03
Zone 2 (60x60)	N (KN)	-106.62	2219.09	-2183.53
	$M_{corr}$ (KN.m)	-15.348	24.96	-69.626
Zone 3 (50x50)	N(KN)	-529.54	-1797.79	-1023.06
	$M_{corr}$ (KN.m)	17.451	5.16	32.073
Zone 4 (45x45)	N(KN)	-309.19	-1277.24	-951.13
	$M_{corr}$ (KN.m)	-0.333	-11.076	-36.775
Zone 5 (40x40)	N (KN)	-125.89	-807.4	-519.95
	$M_{corr}$ (KN.m)	-0.198	-7.9	51.185
Zone 6 (35x35)	N (KN)	-11	-404.19	-160.94
	$M_{corr}$ (KN.m)	22.2	-24.208	-37.355

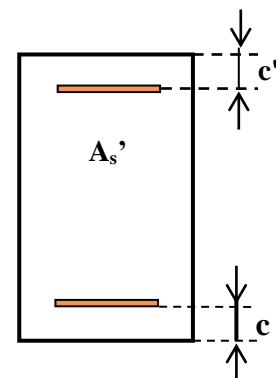
➤ Exemple de calcul :

- Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel ETABS 9.7.4 et à partir de la combinaison la plus défavorable :
- On considère comme exemple de ferrailage détaillé de poteau C5 (50x50) Zone3 dont les paramètres suivants :

La combinaison la plus défavorable est la combinaison  $G+Q - E_x$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} C=C'=3\text{cm.} \\ S=50 \times 50(\text{cm}^2). \\ L= 3.06\text{m.} \\ d = 0.9h \text{ cm} = 45\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} N_{max} = 1735.45 \text{ KN.} & M_{corr} = 116.59 \text{ KN.m.} \\ M_u = 32.073 \text{ KN.m.} & M_{ser} = 23.232 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$



$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

(Après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L / 250) = \max(2 \text{ cm} ; 1.224 \text{ cm}) \implies e_a = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}.$$

$e_1$  : excentricité du premier ordre à l'ELU

$$\implies e_1 = e_0 + e_a \implies e_0 = M_{\text{corr}} / N_{\text{max}} = 0.067 \text{ m}.$$

$$\implies e_1 = 0.02 + 0.067 = 0.087 \text{ m}$$

$$d - h / 2 = 20 \text{ cm}$$

$e_0 < d - h / 2 \implies$  Section entièrement tendues

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left(15, \frac{20 \times e_1}{h}\right) \implies \text{pas de risque de flambement.}$$

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$h$  : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$L_f = 0.7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}.$$

$$L_f / h = 4.28 < \max(15; 3.48) = 15 \dots \text{C.V.}$$

**Donc** : Le calcul se fera en **flexion composé**.

$e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

**Avec** :

$\phi = 2$  : rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané

$$\alpha = 10(1 - (M_u / 1,5M_s)) = 0.79$$

$$\text{D'ou: } e_2 = 0.0098 \text{ m} = 0.98 \text{ cm}$$

$$e = (e_1 + e_2) = (0.087) + 0,0098 = 0.0968 \text{ m}.$$

$$\implies e = 9.68 \text{ cm}$$

- Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont:

$$\begin{cases} M_{u \text{ corr}} = N_u \times e = -1797.79 \times (0.096) = -172.58 \text{ KN.m} \\ N_{\text{max}} = 1735.43 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M \text{ corrigé} = -172.58 \text{ KN.m}$$

- Les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus sont :

$$M_{ua} = M_{u\text{ corr}} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = -172.58 + 1735.43 \times (0.45 - 0.5/2) = 174.506 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,079$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d}\right) = 0,494$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$  : Section partiellement comprimée

$$\mu_{lu} = 0.292$$

Donc on a  $\mu_{lu} \geq \mu_{bu} \Rightarrow A' = 0$ .

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

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.43$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}.$$

$$A_u = M_{ua} / Z \sigma_s = 174.506 \times 10^3 / (0.43 \times 348) = 11.66 \text{ cm}^2.$$

$$A_{fc} = A_u - (N_u / f_{cd}) = 11.66 - (1735.43 \times 10^3 / 348) = -38.21 \text{ cm}^2.$$

$A_{fc} = 38.21 \text{ cm}^2 < 0$  (Flexion composée)

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section  $A_s$  la section minimale  $A_{\min}$

- Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d} = \frac{0.23 \cdot 0.5 \cdot 0.45 \cdot 2.1}{400} \times \frac{(0.096 - 0.45 \cdot 0.45)}{(0.096 - 0.185 \cdot 0.45)} = 2.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{adopté} = \max(A_{CAL}, A_{CNF}, A_{\min(RPA)}) = 22.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{en zone III})$$

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcule le ferrailage selon les règles de **BAEL** (section rectangulaire).

- Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V. 5: Ferrailage longitudinal (Situation accidentelle)

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section	$A_{cal}$	$A_{CNF}$	$A_{RPA}$	Choix des barres	$A_{adop}$
			(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )
(sous-sol+2 <sup>ème</sup> ) étage	$N_{max}=3077.08$	$M_{cor} = 0$	65x65	0	4.59	38.025	12T20+4T16	45.72
	$N_{min} = -1201.52$	$M_{cor} = 95.918$		19.08				
	$N_{cor} = -1961.59$	$M_{max} = 268.532$		35.9				
(3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> ) étage	$N_{max}=2498.26$	$M_{cor} = 262.79$	60x60	0	3.91	32.4	8T20+4T16	33.16
	$N_{min} = -924.5$	$M_{cor} = 51.781$		13.95				
	$N_{cor} = 550.51$	$M_{max} = 286.653$		19.92				
(5 <sup>ème</sup> +6 <sup>ème</sup> ) étage	$N_{max}=1735.43$	$M_{cor} = -116.59$	50x50	0	2.72	22.5	12T16	24.11
	$N_{min} = 655.01$	$M_{cor} = 60.921$		11.65				
	$N_{cor} = 526.04$	$M_{max} = 220.211$		6.23				
(7 <sup>ème</sup> +8 <sup>ème</sup> ) étage	$N_{max}=1207.63$	$M_{cor} = -120.77$	45x45	0	2.2	18.22	12T14	18.46
	$N_{min} = -393.34$	$M_{cor} = 52.514$		8.23				
	$N_{cor} = 329.34$	$M_{max} = 188.881$		8.18				
(9 <sup>ème</sup> +10 <sup>ème</sup> ) étage	$N_{max}=734.37$	$M_{cor} = -102.164$	40x40	0	1.74	14.4	4T14+8T12	15.20
	$N_{min} = -204.24$	$M_{cor} = 36.494$		5.23				
	$N_{cor} = 301.27$	$M_{max} = -149.387$		7.46				
(11 <sup>ème</sup> ) étage	$N_{max}=328.97$	$M_{cor} = -76.374$	35x35	2.43	1.33	11.02	8T14	12.30
	$N_{min} = -80.42$	$M_{cor} = 21.683$		2.8				
	$N_{cor} = - 16.11$	$M_{max} = 103.668$		8.93				

Tableau. V. 6: Ferrailage longitudinal((Situation durable)

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section	$A_{cal}$	$A_{CNF}$	$A_{RPA}$	Choix des barres	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
			n	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )		
(sous-sol+2 <sup>ème</sup> ) étage	$N_{max}=2904.68$	$M_{cor} = -8.71$	65x65	0	4.59	38.025	12T20+4T16	43.96
	$N_{min}=- 14.97$	$M_{cor} = 0$		0				
	$N_{cor} =2071.07$	$M_{max}= -45.03$		31.97				
(3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> ) étage	$N_{max}=2219.09$	$M_{cor} = 24.96$	60x60	0	3.91	32.4	8T20+4T16	33.16
	$N_{min} = 106.62$	$M_{cor} = -15.348$		2.35				
	$N_{cor} = 2183.53$	$M_{max}=-69.626$		0				
(5 <sup>ème</sup> +6 <sup>ème</sup> ) étage	$N_{max}=1797.79$	$M_{cor} = -5.216$	50x50	0	2.72	22.5	12T16	24.11
	$N_{min}= 529.54$	$M_{cor} =17.451$		0				
	$N_{cor} = 1023.06$	$M_{max}=32.073$		0				
(7 <sup>ème</sup> +8 <sup>ème</sup> ) étage	$N_{max}=1277.24$	$M_{cor} =-11.076$	45x45	0	2.2	18.22	12T14	18.46
	$N_{min}= 309.19$	$M_{cor} = -0.333$		0				
	$N_{cor} = 951.13$	$M_{max} =-36.775$		0				
(9 <sup>ème</sup> +10 <sup>ème</sup> ) étage	$N_{max}=807.4$	$M_{cor} = -7.9$	40x40	0	1.74	14.4	4T14+8T12	15.20
	$N_{min}= 125.89$	$M_{cor} = -0.189$		0				
	$N_{cor} = 519.95$	$M_{max} =-51.185$		0				
(11 <sup>ème</sup> ) étage	$N_{max}=404.19$	$M_{cor} = -24.208$	35x35	0	1.33	11.02	8T14	12.30
	$N_{min}= 11$	$M_{cor} = 22.2$		0.87				
	$N_{cor} = 160.94$	$M_{max} =-37.355$		1.24				

- **Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique III, la longueur minimale de recouvrement est donnée par

$L_r = 50\phi$  en zone III

Pour : T20..... $L_r = 100\text{cm}$

T16..... $L_r = 80\text{cm}$

T14..... $L_r = 70\text{cm}$

T12..... $L_r = 60\text{cm}$

### V.2.2 Ferrailage transversal :

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\text{suivante : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

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

$h_1$ : hauteur totale de la section brute.

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

$t$  : est l'espacement des armatures transversales.

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

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \implies \lambda_g \text{ (L'élancement géométrique du poteau)} = \left[ \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

**-Espacement des armatures transversales :(Art7.4.2.2.RPA99/V2003).**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :  $t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots$  en zone III
- Dans la zone courante :  $t' \leq \min (b_1/2 ; h_1/2 ; 10\phi_1) \dots\dots\dots$  en zone III

Où  $\phi$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

- **8 cm** en zone nodale
- **12 cm** en zone courante.

La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par  $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  est donnée comme

suit :

- 0,3 % si  $\lambda_g \geq 5$
- 0,8 % si  $\lambda_g \leq 3$
- Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de  $10 \phi_t = 8\text{cm}$

## ❖ Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant maximal et on le généralise pour tous les poteaux.

$$V_{u \max} = 21.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ avec : } \bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{21.91 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.5} = 0.097 < 3.33 \dots \dots \dots \text{CV}$$

## • Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{21.91 \times 10^3}{0.5 \times 0.45} = 0.097 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \implies \rho_d = \begin{cases} 0.075 \dots \dots \text{si} \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \dots \dots \text{si} \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g \text{ (L'élanement géométrique du poteau)} = \left[ \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

$$\lambda_g = \frac{2.142}{0.5} = 4.28 < 5 \text{ donc } \rho_d = 0.04$$

$$\bar{\tau}_u = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

Donc : la condition est vérifiée

## • Exemple de calcul :

## ➤ Zone courante :

$$\lambda_g = L_f/a = 0.7 \times 3.06 / 0.5 = 4.8 > 5 \implies \rho_a = 2.5$$

$$A_{t=} = \frac{0.12 \times 2.5 \times 21.91 \times 10^{-3}}{0.5 \times 400} = 0.49 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.49 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

La quantité minimale des armatures transversales est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)} \implies \frac{2.01}{12 \times 50} = 0.335\% > 0.30\% \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

## ➤ Zone nodale :

$$\lambda_g = L_f/a = 0.7 \times 3.06 / 0.5 = 4.8 > 5 \implies \rho_a = 2.5$$

$$A_{t=} = \frac{0.08 \times 2.5 \times 21.91 \times 10^{-3}}{0.5 \times 400} = 0.328 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.238 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$



La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0,3\% \text{ (RPA99/2003)} \implies \frac{2,01}{8 \times 50} = 0,50\% > 0,3\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

➤ Zone courante :

Tableau. V. 7: Armature transversale (Zone courante)

Poteau x	V (KN)	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	τ <sub>u</sub> ≤ 3.33 (MPA)	Choix	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )	% Cal	% min
65x65	17.02	12	0.29	4.39	3.75	0.0447	4HA8	2.01	0.37	0.3
60x60	32.27	12	0.60	3.57	3.75	0.0995	4HA8	2.01	0.4	0.3
50x50	21.91	12	0.49	4.28	3.75	0.0973	4HA8	2.01	0.335	0.3
45x45	25.51	12	0.63	4.76	3.75	0.1399	4HA8	2.01	0.372	0.3
40x40	26.22	12	0.49	5.35	2.5	0.1820	4HA8	2.01	0.419	0.3
35x35	25.93	12	0.55	6.12	2.5	0.2351	4HA8	2.01	0.478	0.3

➤ zone nodale :

Tableau. V. 8: Armature transversale (Zone nodale)

Poteaux	V (KN)	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	τ <sub>u</sub> ≤ 3.33 MPA	Choix	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )	% Cal	% min
65x65	17.02	8	0.196	4.39	3.75	0.0447	4HA8	2.01	0.38	0.3
60x60	32.27	8	0.403	3.57	3.75	0.0995	4HA8	2.01	0.41	0.3
50x50	21.91	8	0.328	4.28	3.75	0.0973	4HA8	2.01	0.50	0.3
45x45	25.51	8	0.425	4.76	3.75	0.1399	4HA8	2.01	0.58	0.3
40x40	26.22	8	0.327	5.35	2.5	0.1820	4HA8	2.01	0.62	0.3
35x35	25.93	8	0.370	6.12	2.5	0.2351	4HA8	2.01	0.72	0.3

### V.2.3 Vérification :

#### a) Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

➤ Contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = Ky$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau. V. 9: Vérification des contraintes

Zone	M <sub>ser</sub> (kn.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (Mpa/mm)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
1	32.042	43.96	1077180.43	25.769	0.00297	0.766	15	Vérifier
2	50.09	33.16	721232.972	22.759	0.00694	1.581	15	Vérifier
3	23.23	24.11	358683.585	19.286	0.00647	1.249	15	Vérifier
4	36.77	18.46	226613.004	17.0044	0.01622	2.759	15	Vérifier
5	36.35	15.20	145448.38	15.3449	0.02499	3.835	15	Vérifier
6	37.35	12.30	88456.098	13.6992	0.04222	5.784	15	Vérifier

**b) Contraintes tangentielles: (Art7.4.3.2.RPA99/2003) .**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifiée la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots \dots \text{si} \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots \dots \text{si} \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau. V. 10: Vérification des cisaillements

Poteaux	L <sub>r</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	V(KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
65x 65	2.856	4.39	0.04	17.02	0.0447	1	Vérifier
60x 60	2.142	3.57	0.04	32.27	0.0995	1	Vérifier
50x 50	2.142	4.28	0.04	21.91	0.0973	1	Vérifier
45x 45	2.142	4.76	0.04	25.51	0.1399	1	Vérifier
40x40	2.142	5.35	0.075	26.22	0.1820	1.875	Vérifier
35x35	2.142	6.12	0.075	25.93	0.2351	1.875	Vérifier

## c) Vérification au flambement :

Nous considérons le poteau le plus sollicité pour la vérification au flambement :

$$N_{\max} = 3077.08 \text{ KN.}$$

$$L_f = 0.7 l_0 = 2.86 \text{ m}$$

$$I_{XX} = I_{YY} = 0.0148 \text{ m}^4$$

$$B = 0.42 \text{ m}^2$$

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{l_f}{i} ; \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.0148}{0.42}} = 0.188 \text{ m}$$

$$i_{xx} = i_{yy} = 0.188 \implies \lambda_{xx} = \lambda_{yy} = 15.21$$

$$\Delta = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,20(\lambda/35)^2} \dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$0 < \lambda < 50 \Rightarrow \Delta = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$$

On vérifie que :

$$B_r \geq \frac{N_{\max}}{\Delta \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)} = 1705.70 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$B_r = (65-3)^2 = 3844 \text{ cm}^2 > 1705.70 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

## d) Vérification de l'effort normal ultime :

D'après **CBA93 (Art.8.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{\text{ulim}} = \Delta \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$\Delta$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$B_r$  : section réduite du béton.

$A$  : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Calcul de  $N_{ultim}$  :

$$N_u = \alpha \left( Br \cdot \frac{F_{f28}}{0.9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{F_e}{\gamma_s} \right)$$

$$N_{ultim} = 9055.61 \text{ kN} > N_{max} = 3077.08 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. V. 11: Vérification de l'effort normal ultime

Poteau	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> (m)	$\lambda$	A (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (kN)	N <sub>ultim</sub> (kN)	Vérification
RDC	65x65	4.08	2.86	15.21	45.72	3077.08	9055.61	Vérifiée

V.2.4 Schéma de ferrailage des poteaux :

Poteau (65x65)	Poteau (60x60)
12T20+4T16	8T20+4T16
Poteau (50x50)	Poteau (45x45)
12T16	12T14

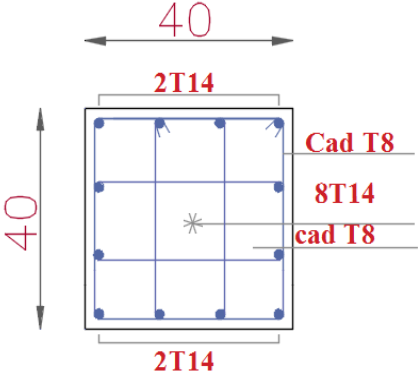
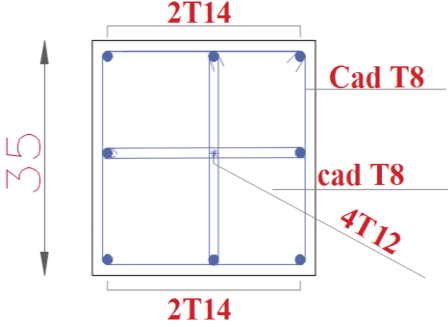
Poteau (40x40)	Poteau (35x35)
	
<p>4T14+8T12</p>	<p>8T14</p>

Figure. V. 2:Schéma de ferrailage des poteaux

## V.2 Ferrailage des poutres:

Les poutres ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armatures incorporées. Elles transmettent les charges aux poteaux.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime « **E.L.U** », puis vérifiées à l'état limite de service « **E.L.S** ».

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage, on doit respecter le pourcentage minimal imposé par le « **RPA99** » en **zone III**.

- remarque: on a la poutre : **(b, h) = (45.30)** sur deux sens

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

Tableau. V. 1: combinaisons de charges

/	Selon BAEL 91	Selon le RPA
<b>E.L.U</b>	1.35G + 1.5Q	G + Q ± E
<b>E.L.S</b>	G + Q	0.8G ± E

### V.2.1 Recommandation du RPA99 (Version 2003):

#### a) Armatures longitudinales : (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1) :

- Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en tout la section  $\implies A_{\min} = 0.5\% b.h$
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4 %  $\implies A_{\max} = 4\% b.h$  .....En zone courante.
  - 6 %  $\implies A_{\max} = 6\% b.h$  ..... En zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de de :
  - 50 Ø .....en zone III
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

#### b) Armatures transversales : (RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2) :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003. S. b$$

- l'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suite :
- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min (h / 4, 12 \text{ } \emptyset_1)$$

Avec :

$\emptyset_1$  : c'est la valeur du diamètre  $\emptyset$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

- En dehors de la zone nodale :  $S_t \leq h / 2$
- La valeur du diamètre  $\emptyset_1$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**Tableau. V. 2:Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent**

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)	f c28 (Mpa)	f e (Mpa)	fissuration
<b>Poutre principale</b>	45	30	3	40.5	25	400	Peu préjudiciable

**V.2.2 Recommandation du BAEL 91 :**

**a) Armatures longitudinales :**

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité, comme suit :

$$A_{l\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- L'espacement  $S_t$  doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}; 15\emptyset'l_{\min} \neq 0) \text{ L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t.f_e}{0,4.b} \\ S_t \leq \frac{0,9.A_t.f_e}{b.\gamma_s (\tau_u - 0,3.f_{tj})} \end{array} \right.$$

**b) Armatures transversales :**

- **Volume relatif d'armatures :**

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha)0.9f_e / \gamma_s}$$

**Avec :**

$A_t$  **Droites**  $\alpha = 90^\circ \implies \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

K =

$$\tau_0 = 0.3 f_{ij}^* k \quad \implies f_{ij}^* = \text{Min} \{ f_{ij}; 3.3 \text{ MPa} \} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{ MPa}$$

D'où le volume relatif d'armature vaut :

• **Section minimale d'armature d'âme :**

➤ Volume minimal d'armatures :  $\rho_{t\min} = \frac{1}{f_c} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right\}$

➤ Diamètre des armatures d'âme :  $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min} \right\}$

➤ Espacement maximale :  $S_{t\max} = \text{Min} \left\{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \right\}$

➤ Espacement :  $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t}$

• **Calcul des armatures :**

Dans le cas d'une flexion simple, on procède de la manière suivante :

On calcule les moments réduits :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

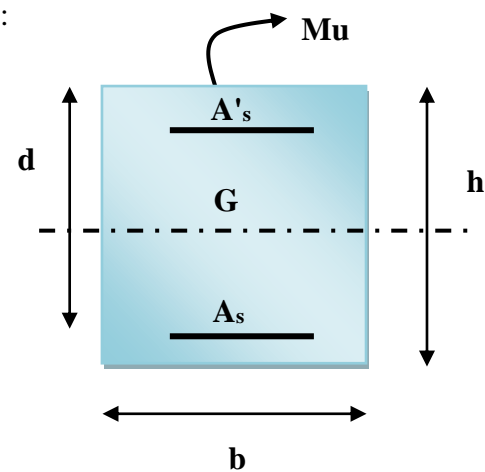
$A_s$  : section des aciers tendus ou le moins comprimés selon le cas.

$A'_s$  : section supérieure la plus comprimée.

$M_u$  : moment de flexion supporté par la section.

$\gamma_b = 1.15$  ,  $\theta = 0.85$ ..... Si la combinaison est accentuelle

$\gamma_b = 1.5$  ,  $\theta = 1$ ..... Si la combinaison est fondamentale



**V.2.3 Exemple de calcul :**

Les poutres travaillent à la **flexion simple**. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul **ETABS**.

Les étapes de calcul sont résumées dans l'organigramme ci-après :

**Organigramme de flexion simple**

Données :  $M_u, M_{ser}, f_{c28}, \gamma_b$

M



**a) Calcul des armatures longitudinales :**

Poutres porteuses (poutres principales zone1) (45x30) :

- Ferraillage en travée :**

$$M_{tu} = 62.594 \text{KN.m}; M_{t \text{ ser}} = 44.897 \text{KNm} \quad ; d = 0.9h = 0.405 \text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{62.594 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.405)^2 \times 14.2} = 0.089$$

$$\text{Quelque soit } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{62.594}{44.897} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 * f_{c28} - 3050) * 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.39 + 49 \times 25 - 3050) 10^{-4} = 0.29$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} = 0.089 < 0.275 \text{ On utilise la méthode simplifiée}$$

$$\text{Tel que : } Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.405(1 - 0.6 \times 0.089) = 0.383 \text{m}$$

$$A_{tu} = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{62.594 \times 10}{0.383 \times 348} = 4.7 \text{cm}^2$$

- Ferraillage au niveau des appuis :**

$$M_{a \text{ max}} = 91.552 \text{KN.m} ; M_{a \text{ ser}} = 65.676 \text{KNm} \quad d = 0.9h = 0.405 \text{m}$$

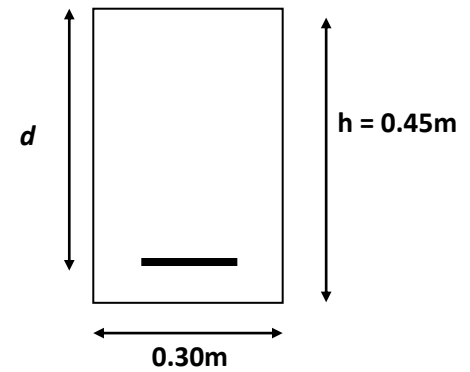
$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{91.552 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.405)^2 \times 14.2} = 0.131$$

$$\text{Quelque soit } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{91.552}{65.676} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 * f_{c28} - 3050) * 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.39 + 49 \times 25 - 3050) 10^{-4} = 0.296$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$



$\mu_{bu} = 0.131 < 0.275$  On utilise la méthode simplifiée

Tel que :  $Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$

$$Z_b = 0.405(1 - 0.6 \times 0.131) = 0.373m$$

$$A_{au} = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{91.522 \times 10}{0.373 \times 348} = 7.05cm^2$$

❖ **ferraillage sous les combinaisons sismiques : (G + Q ± E et 0.8G ± E)**

• **Ferraillage en travée :**

$M_{t \max} = 98.775 \text{ KN.m}$ ;  $M_{t \text{ ser}} = 44.897 \text{ KN.m}$ ;  $d = 0.9h = 0.405m$ ;

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{98.775 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.405)^2 \times 21.74} = 0.09$$

$$\text{Quelque soit } \gamma = \frac{M_{t \max}}{M_{\text{ser}}} = \frac{98.775}{44.897} = 2.2$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 * f_{c28} / \theta - 3050) * 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 2.2 + 49 \times 25 / 0.85 - 3050) 10^{-4} = 0.59$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$  (Pas d'armature comprimée)

$\mu_{bu} = 0.09 < 0.275$  On utilise la méthode simplifiée

Tel que :  $Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$

$$Z_b = 0.405(1 - 0.6 \times 0.09) = 0.383m$$

$$A_{ta} = \frac{M_{t \max}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{98.775 \times 10}{0.383 \times 400} = 6.45cm^2$$

• **Ferraillage au niveau des appuis :**

$M_{a \max} = 140.387 \text{ KN.m}$  ;  $M_{a \text{ ser}} = 65.676 \text{ KN.m}$   $d = 0.9h = 0.405m$

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{140.387 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.405)^2 \times 21.74} = 0.131$$

$$\text{Quelque soit } \gamma = \frac{M_{a \max}}{M_{ser}} = \frac{140.387}{65.676} = 2.14$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 * f_{c28} / \theta - 3050) * 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 2.14 + 49 \times 25 / 0.85 - 3050) 10^{-4} = 0.57$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} = 0.131 < 0.275 \text{ On utilise la méthode simplifiée Tel que :}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.405(1 - 0.6 \times 0.131) = 0.266m$$

$$A_{aa} = \frac{M_{a \max}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{140.387 \times 10}{0.266 \times 400} = 9.40 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimale exigé par RPA99/version 2003 :**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.74 \text{ cm}^2 < A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \text{ (Zone recouvrement)}$$

❖ **Condition de non fragilité (BAEL91) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.45 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

- **En travée:**  $A_s = \max (A_{t u}, A_{t a}) = \max (4.7, 6.45) \Rightarrow A_s = 6.45 \text{ cm}^2$
- **Sur appui :**  $A_s = \max (A_{a u}, A_{a a}) = \max (7.05, 9.40) \Rightarrow A_s = 9.40 \text{ cm}^2$

❖ **Choit des bars :**

- **En travée :**  $A_s = 14T3 + 3T12 = 8.01 \text{ cm}^2$ , tel que :

$(A_{s \text{ RPA min}} = 6.74 \text{ cm}^2, A_{\text{BAEL min}} = 1.63 \text{ cm}^2) < A_s < A_{s \text{ RPA max}} = 54 \text{ cm}^2$  : la condition est vérifiée

- Sur appui :  $A_s = 3T16+3T14=10.65\text{cm}^2$  que :

$(A_{s\text{ RPA min}} = 6.74\text{cm}^2, A_{\text{BAEL min}} = 1.63\text{cm}^2) < A_s < A_{s\text{ RPA max}} = 54\text{cm}^2$  : la condition est vérifiée .

**a) Armature longitudinale:**

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci – après

➤ **Poutres principales (30x45) :**

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en (03) zones :

- les niveaux (sous-sol -2) ..... Zone 1
- les niveaux (3-10) ..... Zone 2
- les niveaux (10-12) ..... Zone 3

**- Pouters principes (30x45) :**

**Tableau. V. 3:Ferraillage des poutres principales.**

Zone	poutre	M (KN.m)			As (cm)	A <sub>min</sub> (RPA) (cm)	Choix des barres	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	Combinaison
		Sur appuis	Sup	inf					
1	45x30	Sur appuis	Sup	-140.378	8.96	6.74	3T16+3T14	10.65	G+Q-Ey
			inf	98.775	6.45		3T14+2T12	6.88	0.8G+Ex
		En travée		62.594	4.7		3T14+2T12	6.88	1.35G+1.5Q
2	45x30	Sur appuis	Sup	-239.039	16.2	6.74	3T20+3T20	18.84	G+Q-EY
			inf	213.065	14.2		3T20+3T16	15.44	0.8G+EY
		En travée		53.364	3.80		3T20	9.42	1.35G+1.5Q
3	45x30	Sur appuis	Sup	-240.105	16.28	6.74	3T20+3T20	18.84	G+Q-Ey
			inf	163.507	10.5		3T16+3T14	10.65	0.8G+Ey
		En travée		64.213	4.61		3T16	6.03	1.35G+1.5Q

**Tableau. V. 4:Ferraillage des poutres principales liées aux voiles**

Zone	poutre	M (KN.m)			As (cm)	A <sub>min</sub> (RPA) (cm)	Choix des barres	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	Combinaison
		Sur appuis	Sup	inf					
1	45x30	Sur appuis	Sup	-218.123	14.58	6.74	3T20+3T16	15.44	G+Q-Ey
			inf	238.664	16.12		3T20+3T20	18.84	0.8G+Ey
		En travée		34.037	2.39		3T20	9.42	1.35G+1.5Q
2	45x30	Sur appuis	Sup	-250.231	17.09	6.74	3T20+2T20	18.84	G+Q-EY
			inf	223.899	15.02		3T20+3T16	15.45	0.8G+EY
		En travée		33.264	2.33		3T20	9.42	1.35G+1.5Q
3	45x30	Sur appuis	Sup	-130.062	8.25	6.74	3T16+2T14	9.11	G+Q-Ey
			inf	76.494	4.72		3T16	6.03	0.8G+Ey
		En travée		17.859	1.24		3T16	6.03	1.35G+1.5Q

**- Poutres secondaire (30x45) :**

Tableau. V. 5:Ferrailage des poutres poutre secondaire

Zone	poutre	M (KN.m)			As (cm)	A <sub>min</sub> (RPA) (cm)	Choix des barres	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	Combinaison
		Sur appuis	Sup	inf					
1	45x30	Sur appuis	Sup	-145.55	9.32	6.74	3T16+3T14	10.65	G+Q-Ey
			inf	147.911	9.48		3T16+3T14	10.65	G+Q+Ey
		En travée		17.223	1.19		3T16	6.03	1.35G+1.5Q
2	45x30	Sur appuis	Sup	-	16.37	6.74	3T20+3T20	18.84	G+Q-Ex
			inf	241.165	16.14		3T20+3T20	18.84	G+Q+Ex
		En travée		79.583	5.78		3T20	9.42	1.35G+1.5Q
3	45x30	Sur appuis	Sup	129.467	8.21	6.74	3T16+3T14	10.56	G+Q-Ex
			inf	149.054	9.56		3T16+3T14	10.56	G+Q+Ex
		En travée		71.06	5.13		3T16	6.03	1.35G+1.5Q

Zone	poutre	M (KN.m)	As (cm)	A <sub>min</sub> (RPA) (cm)	Choix des barres	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	Combinaison
------	--------	----------	---------	-----------------------------	------------------	----------------------------	-------------

1	45x30	Sur appuis	Sup	- 241.059	16.36	6.74	3T20+3T20	18.84	G+Q-Ey
			inf	227.059	15.27		3T20+3T16	15.45	0.8G+Ey
		En travée		59.689	4.27		3T20	9.42	1.35G+1.5Q
2	45x30	Sur appuis	Sup	- 264.485	18.24	6.74	3T20+3T20	18.84	G+Q-Ex
			inf	259.485	17.83		3T20+3T20	18.84	G+Q+Ex
		En travée		77.98	5.66		3T20	9.42	1.35G+1.5Q
3	45x30	Sur appuis	Sup	- 209.036	13.89	6.74	3T20+3T16	15.45	G+Q-Ey
			inf	205.77	13.65		3T20+3T16	15.45	0.8G+Ey
		En travée		28.98	2.02		3T20	9.42	1.35G+1.5Q

Tableau. V. 6:Ferraillage des poutres secondaires liées aux voiles

**b) Armatures transversales :**

Le ferraillage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

• Selon le BAEL91 :

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4. b. S_t$

Avec :

**b** : largeur de la poutre

**S<sub>t</sub>** : l'espacement des cours d'armatures transversales ; **S<sub>t</sub> ≤ min (0,9d ; 40 cm)**

Donc :

On adopte les espacements suivants : .....**S<sub>t</sub> = 20cm.**

$$A_t \geq \frac{1}{400} 0,4. 0,3. 0,20 \implies A_t \geq 0,60cm^2$$

• Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \text{ min}} \right\}$$

-Pour les poutres principales et secondaires :

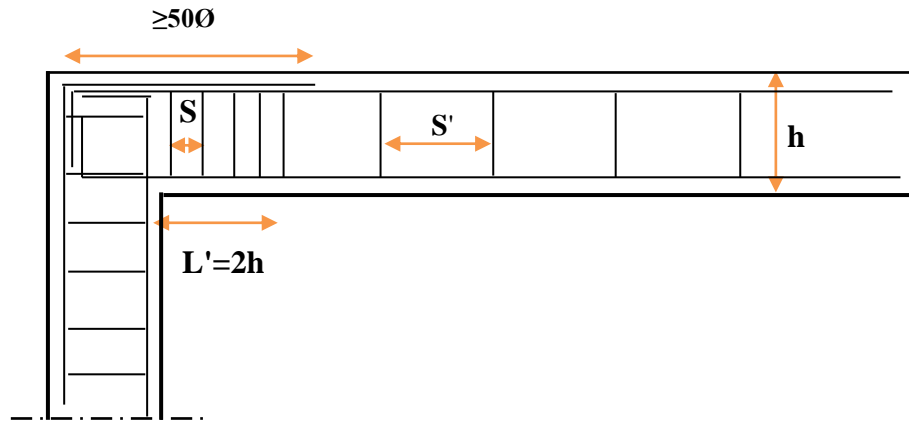
$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{45}{35}; \frac{35}{10}; 1,2 \right\} = 1,2 \text{ cm}$$

Donc :  $\phi_t = 8mm$

- Selon le RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99version2003 :

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$



- ❖ L'espace maximal (poutre principale et secondaire (30x45)) :

- En zone nodale :

La longueur de la zone nodale est:  $L'=2h=2 \times 0.45 = 0.9 \text{ m}$

$$S_t \leq \min (h/4; 12 \phi_L; 30\text{cm}) = \min (45/4, 12 \phi_L, 30) = 15\text{cm} \implies S_t = 10\text{cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 22.5\text{cm} \implies S_t = 15 \text{ cm}$$

- L'espace maximal :

- En zone nodale :  $S_t = 10\text{cm}$

- En zone courante :  $S_t = 15\text{cm}$

**Donc:**  $A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2$

- Conclusion:

$$S_t \text{ Adopté} = \min (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA}).$$

- En zone nodale : ..... $S_t = 15\text{cm}$

- En zone courante : ..... $S_t = 20\text{cm}$

Le choix des barres est le suivant : **4Ø10..... $A_t=3.14\text{cm}^2$**

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Ø10 »



## ❖ La longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement en zone III est:  $L=50\phi$

Tableau. V. 7 : Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Diamètre $\phi$ (mm)	Longueur L (cm)= $50\phi$
$\phi$ 12	60
$\phi$ 14	70
$\phi$ 16	80
$\phi$ 20	90
$\phi$ 25	100

## V.2.4 Vérification :

## ❖ La condition de non fragilité :(BAEL91)

$$A_l = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 1.47 \text{ cm}^2 \quad \text{p-p et p-s} \implies \text{c.v}$$

D'après le tableau de ferrailage, on remarque que :

$$A_L > A_{\min} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

D'après le tableau de ferrailage, on remarque que :

$$A_L > A_{\min} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

## ❖ Vérification du cisaillement du béton :

On doit vérifier la condition ci-après :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant maximum.

$b$ : Largeur de la section de la poutre.

$d$ : Hauteur utile.

La contrainte tangente conventionnelle

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} \implies \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration peut préjudiciable})$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau. V. 8: Vérification de la contrainte de cisaillement**

les poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄(MPa)	Observation
<b>Poutres principale</b>	<b>30x45</b>	<b>-103.73</b>	<b>0.853</b>	<b>3.33</b>	C.V
<b>PP liée aux voiles</b>	<b>30x45</b>	<b>-361.69</b>	<b>2.97</b>	<b>3.33</b>	C.V
<b>Poutres secondaire</b>	<b>30x45</b>	<b>50.41</b>	<b>0.41</b>	<b>3.33</b>	C.V
<b>PS liée aux voiles</b>	30x45	-77.98	0.641	3.33	C.V

#### ❖ Contraint de compression dans le béton :

Fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = Ky \implies K = \frac{M_{ser}}{I}$

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit:

- **Calcul de la position de l'axe neutre :** 
$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$
- **Calcul du moment d'inertie :** 
$$\frac{b.y^3}{3} + \eta A(d-y)^2 + \eta A'(y-d')^2 \implies \eta = 15$$

As : section d'armatures tendue.

A's : section d'armatures comprimées.

η = 15 : coefficient d'équivalence.

On effectue cette vérification pour le cas le plus défavorable dans la travée et l'appui.

**Tableau. V. 9: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS**

Les Poutres		Zone de vérification	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obser
Poutres principales	Zone1	Sur appuis	10.65	16.115	136841.422	65.74	7.741	15	CV
		En travée	6.88	13.603	99831.1065	44.897	6.118	15	C.V
	Zone2	Sur appuis	18.84	19.764	198714.113	77.91	7.749	15	C.V
		En travée	9.42	15.382	125542.861	39.05	4.785	15	C.V
	Zone3	Sur appuis	18.84	19.764	198714.113	102.058	10.151	15	C.V
		En travée	6.03	12.900	90368.0818	46.909	6.696	15	C.V
poutres principales liées aux voiles	Zone1	Sur appuis	18.84	19.765	198714.113	65.747	6.539	15	C.V
		En travée	9.42	15.382	125542.861	44.894	5.500	15	C.V
	Zone2	Sur appuis	18.84	19.765	198714.113	125.57	12.490	15	C.V
		En travée	9.42	15.382	125542.861	39.044	4.784	15	C.V
	Zone3	Sur appuis	9.11	15.185	122586.261	102.058	12.643	15	C.V
		En travée	6.03	12.900	90368.0818	46.909	6.696	15	C.V

Poutres secondaire :

Tableau. V. 10: Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaires à l'ELS

Les Poutres		Zone de vérification	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obser
Poutres secondaires	Zone1	Sur appuis	10.65	16.115	136841.422	48.821	5.749	15	C.V
		En travée	6.03	12.900	90368.0818	23.436	3.346	15	C.V
	Zone2	Sur appuis	18.84	19.764	198714.113	75.016	7.461	15	C.V
		En travée	9.42	15.382	125542.861	57.814	7.084	15	C.V
	Zone3	Sur appuis	10.56	16.063	136036.995	57.175	6.751	15	C.V
		En travée	6.03	12.900	90368.0818	51.922	7.412	15	C.V
poutres secondaires liées aux voiles	Zone1	Sur appuis	18.84	19.764	198714.113	46.719	4.649	15	C.V
		En travée	9.42	15.382	125542.861	43.447	5.323	15	C.V
	Zone2	Sur appuis	18.84	19.764	198714.113	62.718	6.238	15	C.V
		En travée	9.42	15.382	125542.861	53.375	6.540	15	C.V
	Zone3	Sur appuis	15.45	18.455	175481.67	55.621	5.849	15	C.V
		En travée	9.42	15.382	125542.861	24.518	3.004	15	C.V

➤ Poutres principales et poutres secondaire :

$$a = b - c - 2 = 25 \text{ cm}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$V_{\text{umax}} < 0.267 f_{c28} * b_0 * a = 500.625 \text{ KN}$$

Tableau. V. 11: les résultats de vérification des contraintes de compression de béton

poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	V <sub>U</sub> (KN)	A (cm)	0.267a.b.f <sub>c28</sub> (KN)	Obser
Poutres principale	30x45	-103.73	25	500.625	CV
PP liée aux voiles	30x45	-361.69	25	500.625	CV
Poutres secondaire	30x45	50.41	25	500.625	CV
PS liée aux voiles	30x45	-77.98	25	500.625	CV

1) Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est Pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

Avec :

h: hauteur de la section

l : la portée entre nus d'appuis. (L = 4.75m)

M<sub>t</sub>: moment maximum en travée. (M<sub>t</sub> = 64.213KN.m)

M<sub>0</sub>: moment isostatique. (M<sub>a</sub> = 240.105KN.m)

A<sub>s</sub> : section d'armateur tendue correspondante

f<sub>e</sub> : limite d'élasticité de l'acier

➤ Poutre principale (45,30) :

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{475} \geq \frac{1}{16} \quad 0.095 \geq 0.062 \implies \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{64.213}{10 \cdot 240.105} \quad 0.095 \geq 0.027 \implies \dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{6.03}{30 \cdot 40.5} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \implies \dots \text{CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

➤ Poutre principale liée aux voiles :

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{475} > \frac{1}{16} \quad 0.095 \geq 0.062 \quad \Rightarrow \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{34.037}{10 \cdot 250.231} \quad 0.095 \geq 0.014 \quad \Rightarrow \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{9.42}{30 \cdot 40.5} = 0.007 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \Rightarrow \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

➤ **Poutre secondaire :**

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{475} > \frac{1}{16} \quad 0.095 \geq 0.062 \quad \Rightarrow \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{79.583}{10 \cdot 241.16} \quad 0.095 \geq 0.033 \quad \Rightarrow \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{9.42}{30 \cdot 40.5} = 0.007 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \Rightarrow \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

➤ **Poutre secondaire liée aux voiles :**

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{475} > \frac{1}{16} \quad 0.095 \geq 0.062 \quad \Rightarrow \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{77.98}{10 \cdot 264.485} \quad 0.095 \geq 0.03 \quad \Rightarrow \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{9.42}{30 \cdot 40.5} = 0.007 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \Rightarrow \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

**V.2.5 Schéma de ferrailage des poutres :**

➤ **Poutre principale (30x45):**

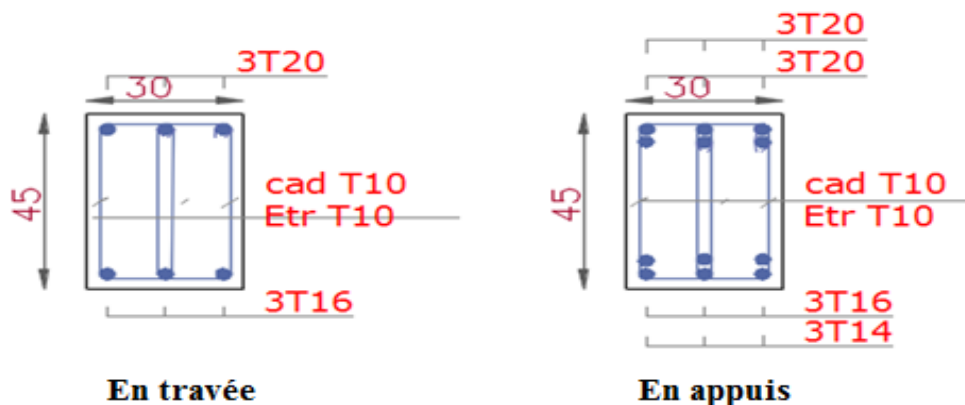


Figure. V. 1: Schéma de ferrailage de poutre (zone 3)

➤ **Poutre principale liée au voile (30x45):**

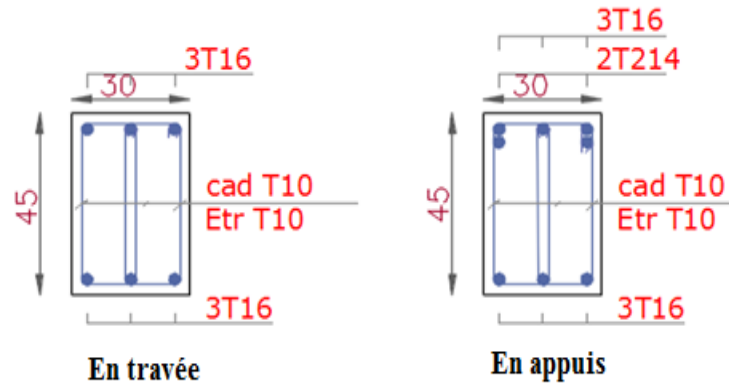


Figure. V. 2: Schéma de ferrailage de poutre principale de voile (zone3)

➤ Poutre secondaire(30x45):

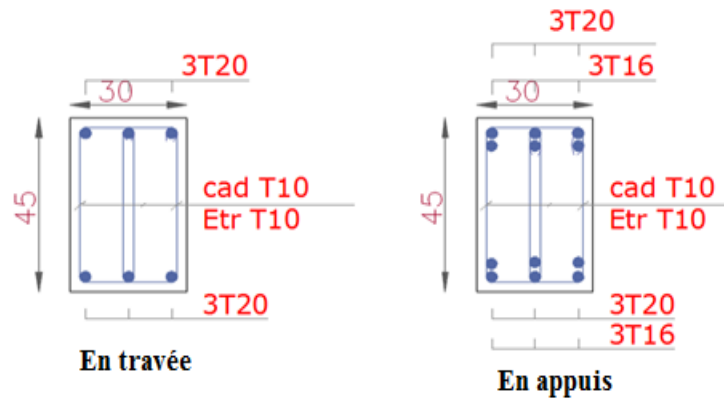


Figure. V. 3: Schéma de ferrailage de poutre secondaire (zone 3)

➤ Poutre secondaire liée au voile (30x45):

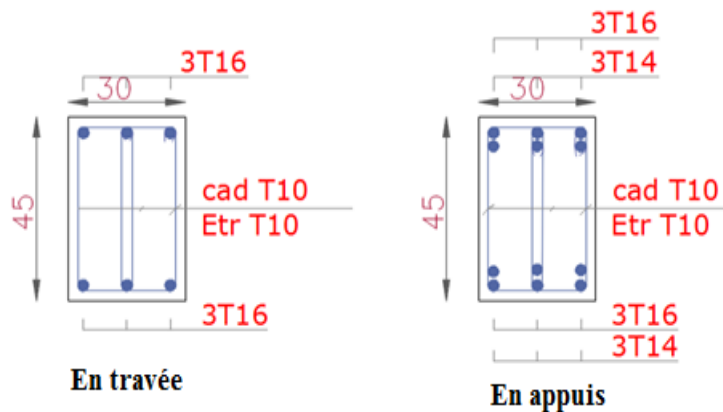


Figure. V. 4: Schéma de ferrailage de poutre secondaire liée au voile (zone 3)

### V.3 Ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes ( $G$ ), d'exploitation ( $Q$ ), et une charge horizontale due à l'action du vent ou d'un séisme.

Donc les sollicitations engendrées dans les voiles sont

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

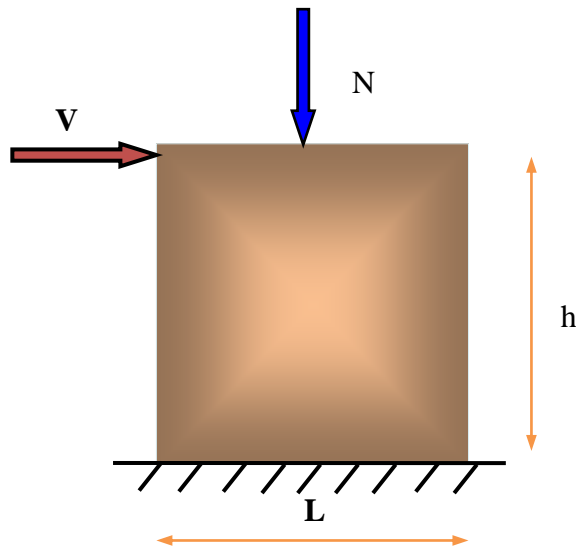


Figure. V. 1: sollicitation des voiles

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales ( $G; Q$  et  $E$ ).

Pour faire face à ses sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

#### V.3.1 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

### V.3.2 Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

### V.3.3 Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA 99**), les combinaisons à considérer, cas de structures contreventées par voiles et portiques, sont les suivants :

➤ Le BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

➤ Selon le RPA 99 révisé 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

### V.3.4 Prescriptions imposées le RPA99 :

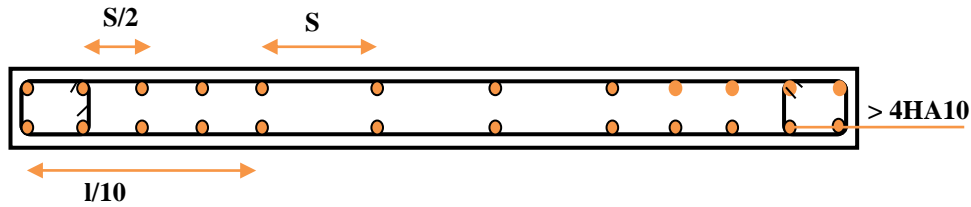
#### ❖ Aciers verticaux :

Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (L/10) de largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :
  - En zone courante ..... 0.1 %.
  - Globalement dans la section du voile ..... 0.15 %.
- L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :



$$\begin{cases} S \leq 1.5 a \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$



#### ❖ Aciers horizontaux :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à ( $135^\circ$ ) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

#### ❖ Aciers transversaux :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes.

$$\begin{cases} S \leq 1.5.e \\ S \leq 30cm \end{cases} \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

$e$  : épaisseur du voile

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

a) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones

d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

b) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

#### V.3.5 Méthode de calcul :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le calcul de ferrailage on a partagé l'ouvrage en quatre (06) zones.

- Zone 1: s.sol, 1<sup>ème</sup>, et 2<sup>ème</sup> niveau.
- Zone 2 : 3<sup>ème</sup>, et 4<sup>ème</sup> niveau.
- Zone 3 : 5<sup>ème</sup>, et 6<sup>ème</sup> niveau.
- Zone 4 : 7<sup>ème</sup>, et 8<sup>ème</sup> niveau
- Zone 5: 9<sup>ème</sup>, et 10<sup>ème</sup> niveau.
- Zone 4: 11<sup>ème</sup> niveau.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

**a) Détermination des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} \end{cases}$$

Avec :

**N** : effort normal appliqué

**M** : Moment fléchissant appliqué

**Ω** : Section transversale du voile.

**V, V'** : bras de levier, sachant que  $V = V' = \frac{L}{2}$

**I** : l'inertie de voile.

**b) Calcule de  $L_t$  :**

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

$L_t$  : Longueur tendue.

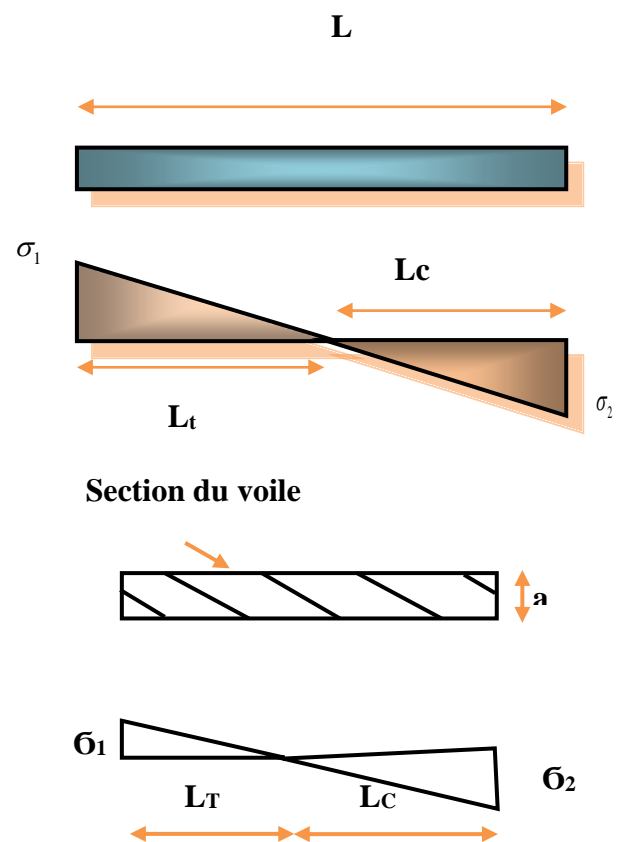
**c) Calcule de force :**

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b$$

**d) Armature verticale :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \implies V = \text{l'effort tranchant}$$



## e) Les Armatures minimales de RPA99 :

D'après le *RPA 2003 (Art 7.7.4.1)*:

$$A_{RPA} = 0.20\% b \cdot L_t$$

$b$  : épaisseur du voile

$L_t$  : longueur de la section tendue

## f) Le pourcentage minimal :

- Dans la section du voile courante :

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times l$$

- Dans la zone courante:

$$A_{min} = 0.10\% \times b \times l_{Courante}$$

## V.3.6 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de **40%** (*Art 7.2.2 RPA 99*).

La contrainte de cisaillement est :  $\tau_u = 1.4 V_{Cal} / b_0 d$

Avec :

$V$  : l'effort tranchant à la base du voile.

$b$  : épaisseur de voile.

$d$  : hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ).

$h$  : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est :  $\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Selon le BAEL :  $\tau_u = V_{Cal} / bd$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right)$$

## a) Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e} \quad \text{Avec : } S_t \leq \min (1.5 \times a; 30 \text{cm}) = 30 \text{ cm.}$$

$k = 0$  en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$k = 1$  en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de compression.

$k = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de traction.

$\sigma_{tm}$ ,  $\sigma_{cm}$  ; étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a de reprise de bétonnage ; donc on prend :

$$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28} \text{ (N : effort de compression).}$$

#### b) Armatures horizontales :

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2003, les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\emptyset$ .

La détermination des armatures horizontales est comme suit :

$$A_h = 0,15\% b.h$$

#### c)- Armature de potelet:

on doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à 4HA10

#### d)- Armature de couture :

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures dont la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec } T=1.4V_U$$

$V_U$ : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires

Pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement

- **Exemple d'application :**

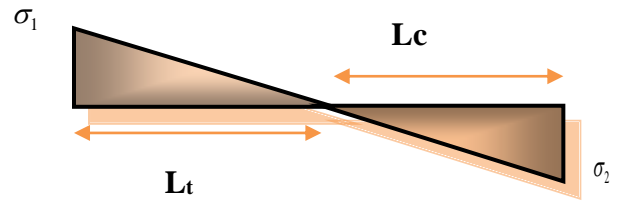
- ❖ **Ferraillage des voiles :**

On procède par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur  $L_t$

- **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (**formule de RDM**).

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V}{I} \end{cases}$$



Avec :

**N** : effort normal appliqué.

**M** : Moment fléchissant appliqué.

**$\Omega$**  : Section transversale du voile.

**V** : bras de levier ,  $V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

**I** : l'inertie de voile

Avec :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L \quad \Rightarrow L_t : \text{Longueur tendue.}$$

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b \quad \Rightarrow F : \text{L'effort de traction.}$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$$

➤ **Armatures minimales selon le BAEL:**

$$\text{Section partiellement comprimée: } A_{\min} \geq \max\left(0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B\right)$$

❖ **Vérification :**

➤ **Vérification à l'ELS:**

Pour cet état, on considère  $N_{\text{ser}} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec:

**N**: effort normal appliqué ( $N_{\text{ser}}$ ).

**B**: section de béton ,

**A**: section d'armature adoptée

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

• **D'après le RPA99 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{Ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0.d} \quad \text{avec : } V = 1.4V_u \text{ calcul}$$

**b<sub>0</sub>**: épaisseur de voile

**d**: hauteur utile = 0.9.h

**h**: hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL 91:

On doit vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec } \tau : \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On à aussi : } \bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right)$$

- **Exemple du calcul :**

Nous prenons comme exemple de calcul le voile V15 (L=1.5m) dans la première zone. Ainsi le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

- **Détermination des sollicitations :**

$$L=3.85\text{m} ; e = 0.30\text{m} ; V = -2323.01\text{N}$$

(M, N) sont donnés par ETABS

$$M = -498.556 \text{KN} \cdot \text{m} \quad \Longrightarrow \quad N = 6367.09 \text{KN}$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} \quad \Longrightarrow \quad I = 0.3 \times \frac{3.85^3}{12} = 1.426 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e.L = 1.15 \text{ m}^2$$

$$v = l/2 = 3.85 / 2 = 1.92 \text{ m}$$

- **Armatures verticales:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{Mv}{I} = \frac{6367.09}{1.15} + \frac{-498.556 \times 1.92}{1.42} = 4839.93 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{Mv}{I} = \frac{6367.09}{1.15} - \frac{-498.556 \times 1.92}{1.42} = 6185.33 \text{KN} / \text{m}^2$$

$\Longrightarrow$  La section est partiellement tendue.

- **Calcul de L<sub>t</sub> :**

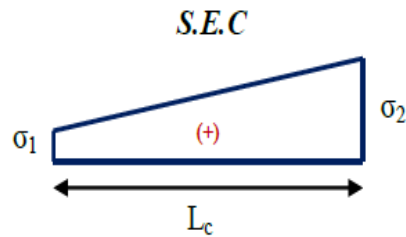


Figure. V. 2 : Diagramme des contraintes d'une section entièrement comprimée

$$L_t = 0 \text{ m.} \quad L_c = 3.85 \text{ m}$$

➤ Calcul de la sollicitation équivalente :

$$L_c = L = 3.85 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e = \frac{4839.93 + 6185.33}{2} \times 3.85 \times 0.3 = 6367.09 \text{ Kn}$$

➤ Armature verticale

$$A_v = \frac{6367.09 \times 1000 - 1.1 \times 21.74}{40000} = 159.18 \text{ cm}^2$$

➤ Armature minimale :

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max \left( 0.2\% b L_t, \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \mathbf{b} : \text{ épaisseur du voile.} \\ \mathbf{L_t} : \text{ longueur de la section tendue.} \end{cases}$$

$$\frac{B f_{t28}}{f_e} = \frac{0.3 \times 3.85 \times 2.1 \times 10^6}{400} = 60.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max (0 \text{ cm}^2, 60.63 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 60.63 \text{ cm}^2$$

**Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 2323.01 \times 10}{400} = 89.43 \text{ cm}^2.$$

➤ **La longueur minimale : (Article 7.7.4.3 du RPA99V2003)**

$$\text{Zone d'about : } \frac{L}{10} = \frac{385}{10} = 38.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{ avec : } \mathbf{St = 7 \text{ cm}}$$

$$\text{Zone courante : } L_t = (385 - 2(38.5)) = 308 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{ avec : } \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

$$\text{Donc } A_{SV} = \max(A_v; A_{vj}; A_{\min}/2) = 79.59 \text{ cm}^2/\text{face}$$

Le ferrailage adopté:

En zone d'about : **Soit 11HA20** ( $A_s=34.54\text{cm}^2$ ) avec  $St = 7\text{ cm}$

En zone courante : **Soit 20HA20** ( $A_s=62.8\text{cm}^2$ ) avec  $St = 15\text{cm}$

Donc  $A_s$  adopté :  $A_s = 97.34/\text{face}$ .

➤ **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL91:  $A_H = A_v/4 = 97.34/4 = 24.33\text{cm}^2$

D'après le RPA :

$$A_{\min} = 0,15 \% b.h = 0.15 \% \times 30 \times 385 = 17.32\text{cm}^2.$$

$$A_{\min} = 17.32\text{cm}^2.$$

Soit donc :  $A_H = \max [\text{RPA.V2003} ; \text{BAEL}] = 24.33\text{cm}^2$

$$A_H = 27\text{HA}12 = 30.52\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Avec un espacement : } S_H = 15\text{cm}$$

➤ **Armature transversale :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré, soit **4HA 8**.

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 (art 7.7.2)**

$$\tau_{\text{adm}} = 0,2 \times f_{c28} = 5\text{ MPa}.$$

D'après les résultats obtenus des analyses on a  $V_{\max} = 2323.01\text{KN}$

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} = 1.4 \times 2323.01 \times 10^3 / (300 \times 0.9 \times 3850) = 3.13\text{ MPa}$$

$\tau < \tau_{\text{adm}}$  ..... Condition vérifiée.

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = 2323.01 \times 10^3 / (300 \times 0.9 \times 3850) = 2.23\text{MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = 3.26\text{MPa} \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification à L'ELS :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$$

Avec: B : section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

$$\sigma_b = 2876.62 \times 10^{-3} / 0.3 \times 3.85 + 97.34 \times 10^{-4} = 2.21\text{MPa} < 15\text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Le schéma qui suit montre la disposition et la nomenclature des voiles



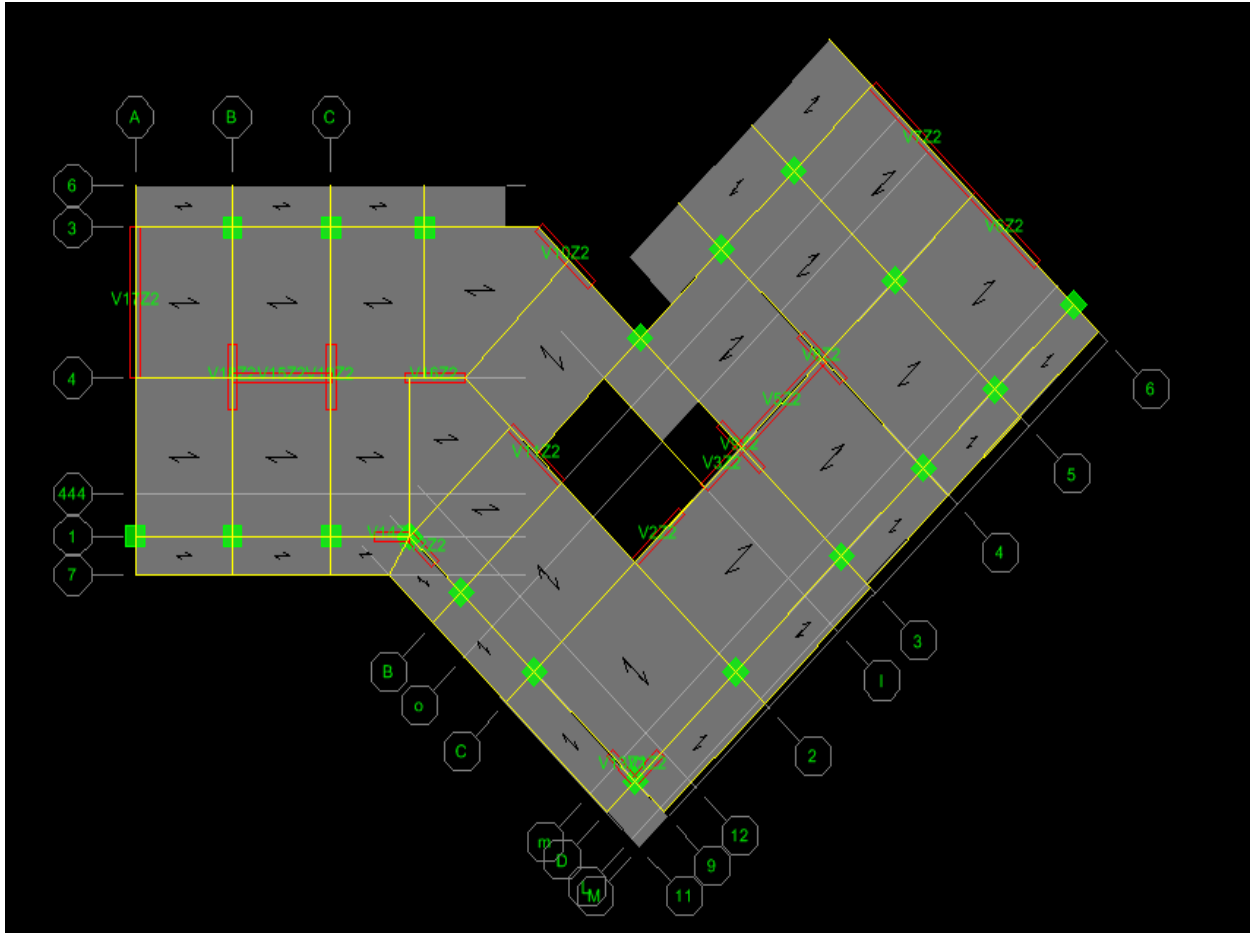


Figure. V. 3 : Schème de la disposition des voiles

## ➤ Résultats trouvés :

Les résultats de calcul pour les voiles les plus sollicités sont regroupés dans les tableaux ci-après :

- Pour les voiles du type 01(V<sub>2</sub> .V<sub>3</sub>. V<sub>8</sub>.V<sub>9</sub>.V<sub>16</sub>.V<sub>18</sub>.V<sub>19</sub>)

Tableau. V. 1: Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 1er type des voiles

Voiles	L(m)	(M, N)	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	L <sub>t</sub> (m)	L <sub>c</sub> (m)	N <sub>t</sub> (KN)	A <sub>Vcal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
1	2	N (max)	3288.97	-133.839	4812.421	6150.811	0	2	3288.97	82.223	31.5
		N (min)	693.61	118.466	1748.346	563.686	0	2	693.61	17.340	31.5
		M(max)	2610.11	-2888.53	-10092.46	18792.83	1.30	0.7	3667.99	91.699	31.5
2	2	N (max)	2645.4	-124.219	3787.905	5030.095	0	2	2645.4	66.134	31.5
		N (min)	595.46	181.66	1900.733	84.133	0	2	595.46	14.886	31.5
		M(max)	2138.23	-897.388	-923.2233	8050.656	1.79	0.21	2166.72	54.168	31.5
3	2	N (max)	2138.78	-47.123	3329.018	3800.248	0	2	2138.78	53.469	31.5
		N (min)	525.83	194.761	1850.188	-97.42166	0.10	1.9	1.461	0.0365	31.5
		M (max)	1737.54	-869.472	-1451.46	7243.26	1.66	0.34	1810.23	45.255	31.5
4	2	N (max)	1622.48	-46.649	2470.888	2937.378	0	2	1622.48	40.561	31.5
		N (min)	432.02	125.394	1347.003	93.0633	0	2	432.02	10.80	31.5
		M(max)	1309.1	-614.893	-892.6316	5256.298	1.70	0.3	1347.97	33.699	31.5
5	2	N (max)	1095.76	-37.206	1640.236	2012.296	0	2	1095.76	27.393	31.5
		N (min)	298.71	106.422	1029.96	-34.26	0.06	1.94	0.33087	0.0082	31.5
		M(max)	490.71	377.764	2706.67	-1070.97	0.56	1.44	91.0867	2.2771	31.5
6	2	N (max)	560.82	-27.155	798.925	1070.475	0	2	560.82	14.019	31.5
		N (min)	127.42	150.798	966.3566	-541.6233	0.71	1.29	58.3606	1.4590	31.5
		M(max)	445.02	-246.867	-492.635	1976.035	1.60	0.4	474.512	11.862	31.5

-Pour les voiles du type 02( $V_{11} . V_{10}$ )

Tableau. V. 2: Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 2eme type des voiles

Zones	L(m)	(M, N)	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	L <sub>t</sub> (m)	L <sub>c</sub> (m)	N <sub>t</sub> (KN)	A <sub>vcal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
1	2.5	N (max)	3998.03	-494.601	3747.983	6913.429	0	2.5	3998.03	99.950	39.375
		N (min)	549.02	888.824	3576.263	-2112.210	0.92	1.58	294.109	7.35	39.375
		M(max)	2938.69	-1593.061	-1179.541	9016.048	2.21	0.29	2989.86	74.746	39.375
2	2.5	N (max)	3015.23	-521.188	2352.505	5688.108	0	2.5	3015.23	75.380	39.375
		N (min)	460.1	588.06	2495.258	-1268.325	0.84	1.66	160.284	4.0071	39.375
		M(max)	2164.76	-593.14	988.2986	4784.394	0	2.5	2164.76	54.118	39.375
3	2.5	N (max)	2418.93	-474.713	1706.158	4744.321	0	2.5	2418.93	60.473	39.375
		N (min)	448.87	349.772	1717.763	-520.7770	0.58	1.92	45.432	1.135	39.375
		M (max)	2418.93	-474.713	1706.158	4744.321	0	2.5	2418.93	60.473	39.375
4	2.5	N (max)	1792.91	-319.642	1367.692	3413.401	0	2.5	1792.91	44.822	39.375
		N (min)	395.38	253.303	1337.742	-283.3962	0.43	2.07	18.578	0.4644	39.375
		M(max)	1792.91	-319.642	1367.692	3413.401	0	2.5	1792.91	44.822	39.375
5	2.5	N (max)	1214.19	-23.941	1542.308	1695.531	0	2.5	1214.19	30.354	39.375
		N (min)	282.62	200.562	1018.625	-264.972	0.51	1.99	20.511	0.5127	39.375
		M(max)	1164.32	-252.153	745.537	2359.316	0	2.5	1164.32	29.107	39.375
6	2.5	N (max)	607.03	51.766	975.024	643.722	0	2.5	607.03	15.175	39.375
		N (min)	-111.37	133.871	279.893	-576.880	1.68	0.82	145.658	3.6414	39.375
		M(max)	-555.64	-198.321	-1375.480	-106.226	0.17	2.33	39.834	0.9958	39.375

- Pour les voiles du type 03 (V<sub>6</sub> .V<sub>15</sub>) :

Tableau. V. 3: Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 3eme type des voiles

Zones	L(m)	(M, N)	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	L <sub>t</sub> (m)	L <sub>c</sub> (m)	N <sub>t</sub> (KN)	A <sub>vcal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
1	3	N (max)	6011.21	-3037.884	-71.731	13429.975	2.98	0.02	6011.38	150.28	47.25
		N (min)	-2703.61	2887.556	3412.78	-9420.802	2.20	0.80	3112	77.80	47.25
		M(max)	-6011.21	-3037.884	-13429.97	71.731	0.02	2.98	0.171	0.0042	47.25
2	3	N (max)	3879.51	-1715.574	498.18	8122.953	0	3	3879.51	96.98	47.25
		N (min)	-1070.77	1746.137	2690.56	-5070.048	1.95	1.05	1490.53	37.26	47.25
		M(max)	1746.137	1746.137	5820.456	-1940.152	0.75	2.25	218.26	5.46	47.25
3	3	N (max)	2666.93	-1469.867	-303.115	6229.626	2.86	0.14	2673.25	66.83	47.25
		N (min)	-439.65	1427.815	2684.422	-3661.422	1.73	1.27	950.654	23.77	47.25
		M(max)	2666.93	-1469.867	-303.115	6229.626	2.86	0.14	2673.25	66.83	47.25
4	3	N (max)	1723.94	1023.405	4189.722	-358.744	0.23	2.77	12.732	0.32	47.25
		N (min)	-5.99	986.728	2186.073	-2199.384	1.50	1.5	496.363	12.41	47.25
		M(max)	1437.83	-1012.305	-651.977	3847.155	2.56	0.44	1480.34	37.008	47.25
5	3	N (max)	1057.74	-642.941	-253.491	2604.024	2.73	0.27	1067.85	26.69	47.25
		N (min)	32.38	414.017	956.015	-884.06	1.44	1.56	191.13	4.778	47.25
		M(max)	-1057.74	-642.941	-2604.024	253.491	0.26	2.74	10.11	0.252	47.25
6	3	N (max)	619.06	-313.399	-8.597	1384.286	2.98	0.02	619.08	15.47	47.25
		N (min)	-40.41	263.904	541.553	-631.353	1.61	1.39	152.93	3.82	47.25
		M(max)	619.06	-313.399	-8.597	1384.286	2.98	0.02	619.08	15.47	47.25

-Pour les voiles du type 04 ( $V_4$ . $V_7$ .  $V_{17}$ ) :

Tableau. V. 4: Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 4eme type des voiles

Zones	L(m)	(M, N)	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$L_t$ (m)	$L_c$ (m)	Nt (KN)	$A_{vcal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
1	4.75	N (max)	9415.65	-8820.837	-1211.55	14426.5	4.38	0.37	9482.53	237.06	74.81
		N (min)	-3730.42	8750.62	5138.94	-10374.62	3.18	1.57	4943.31	123.58	74.81
		M(max)	9415.65	-8820.837	-1211.55	14426.5	4.38	0.37	9482.53	237.06	74.81
2	4.75	N (max)	6659.62	-4783.002	433.64	8913.2	0	4.75	6659.62	166.49	74.81
		N (min)	-1948.07	4824.098	2909.14	-5643.27	3.13	1.62	2653.13	66.33	74.81
		M(max)	6659.62	-4783.002	433.64	8913.2	0	4.75	6659.62	166.49	74.81
3	4.75	N (max)	4869.62	-3478.094	334.20	6500.35	0	4.75	4869.62	121.74	74.81
		N (min)	-927.45	3394.303	2357.95	-3659.64	2.89	1.86	7.93	0.20	74.81
		M(max)	-4869.62	-3478.094	-6500.35	-334.20	0.23	4.52	23.29	0.58	74.81
4	4.75	N (max)	3151.05	-2090.91	357.82	4064.70	0	4.75	3151.05	78.77	74.81
		N (min)	-159.09	2078.684	1730.96	-1954.24	2.51	2.24	738.38	18.46	74.81
		M(max)	354.36	2082.355	2094.53	-1597.18	2.05	2.7	492.34	12.31	74.81
5	4.75	N (max)	1737.54	-1057.352	282.061	2156.59	0	4.75	1737.54	43.44	74.81
		N (min)	-243.88	588.585	350.59	-692.88	3.15	1.6	327.81	8.20	74.81
		M(max)	604.54	1121.762	1418.60	-570.12	1.36	3.39	116.45	2.91	74.81
6	4.75	N (max)	879.12	-389.773	271.42	962.43	0	4.75	879.12	21.98	74.81
		N (min)	77.93	447.417	451.29	-341.91	2.05	2.7	105.01	2.62	74.81
		M(max)	-449.71	502.25	129.62	-760.79	4.06	0.69	463.15	11.59	74.81

-Pour les voiles du type 05 ( $V_1, V_{12}, V_{13}, V_{14}$ ) :

Tableau. V. 5: Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 5eme type des voiles

Zones	L(m)	(M, N)	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$L_t$ (m)	$L_c$ (m)	Nt (KN)	$A_{V_{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
1	1.2	N (max)	2093.71	-785.227	26898.11	-31260.49	0.64	0.56	3024.47	75.61	18.9
		N (min)	-711.76	718.118	-7890.78	11880.33	0.72	0.48	1284.98	32.12	18.9
		M(max)	2093.71	-785.227	26898.11	-31260.49	0.64	0.56	3024.47	75.61	18.9
2	1.2	N (max)	1252.51	-81.436	17169.76	-17622.18	0.61	0.59	1606.62	40.16	18.9
		N (min)	108.87	30.526	1596.88	-1427.29	0.57	0.63	121.25	3.03	18.9
		M(max)	-780.36	-240.819	-11507.27	10169.39	0.56	0.64	858.76	21.47	18.9
3	1.2	N (max)	1084.74	-107.378	14767.56	-15364.10	0.61	0.59	1410.14	35.25	18.9
		N (min)	181.46	76.7	2733.33	-2307.22	0.55	0.65	190.09	4.75	18.9
		M(max)	696.41	-287.614	8873.43	-10471.29	0.65	0.55	1020.26	25.51	18.9
4	1.2	N (max)	800.18	-5.816	11097.45	-11129.77	0.60	0.60	1003.13	25.08	18.9
		N (min)	80.73	125.608	1470.16	-772.34	0.41	0.79	47.88	1.20	18.9
		M(max)	569.18	-194.942	7363.77	-8446.78	0.64	0.56	812.28	20.31	18.9
5	1.2	N (max)	614.68	-135.413	8161.07	-8913.37	0.63	0.57	837.55	20.94	18.9
		N (min)	-90.49	72.794	-1054.6	1459.011	0.70	0.50	152.44	3.81	18.9
		M(max)	614.68	-135.413	8161.07	-8913.37	0.63	0.57	837.55	20.94	18.9
6	1.2	N (max)	296.8	-59.007	3958.31	-4286.130	0.62	0.58	401.09	10.02	18.9
		N (min)	-85.88	42.263	-1075.38	1310.17	0.66	0.54	129.52	3.24	18.9
		M(max)	132.83	-68.016	1655.93	-2033.79	0.66	0.54	201.79	5.04	18.9

-Pour les voiles du type 05 ( $V_5$ ) :

Tableau. V. 6: Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 6eme type des voiles

Zones	L(m)	(M, N)	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$L_t$ (m)	$L_c$ (m)	Nt (KN)	$A_{V_{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
1	3.85	N (max)	6367.09	-498.556	4839.93	6185.33	0	3.85	6367.09	159.18	60.64
		N (min)	1510.63	553.922	2055.31	560.50	0	3.85	1510.63	37.76	60.64
		M(max)	4965.19	-6560.162	-4552.76	13150.49	2.86	0.99	5641.35	141.03	60.64
2	3.85	N (max)	4337.3	-4590.36	-2438.53	9949.01	3.09	0.76	4614.52	115.36	60.64
		N (min)	-659.35	4351.799	5301.02	-6442.75	2.11	1.74	2041.21	51.030	60.64
		M(max)	4337.3	-4590.36	-2438.53	9949.01	3.09	0.76	4614.52	115.36	60.64

### V.3.7 Ferrailage des voiles et vérification des contraintes :

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau. V. 7 : Choix des barres de 1ere type des voiles.

les sollicitations		choix des barres (armatures verticales)/nappe							choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
Les Zones	L(m)	Av Cal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	Zone cour	S <sub>t</sub> (cm)	Zone D'abo	St (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)	choix des barres	A <sub>H adop</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe
1	2	45.85	15.75	46.96	14HA16	12	6HA20	7	11.74	9	15	27HA10	21.19
2	2	33.07	15.75	33.59	14HA14	12	6HA16	7	8.39	9	15	20HA10	15.7
3	2	26.73	15.75	30.27	14HA14	12	6HA14	7	7.56	9	15	20HA10	15.7
4	2	20.28	15.75	22.60	14HA12	12	6HA12	7	5.65	9	15	20HA10	15.7
5	2	13.7	15.75	22.60	14HA12	12	6HA14	7	5.65	9	15	20HA10	15.7
6	2	7.01	15.75	22.6	14HA12	12	6HA12	7	5.65	9	15	20HA10	15.7

Tableau. V. 8: Choix des barres de 2eme type des voiles

les sollicitations		choix des barres (armatures verticales)/nappe							choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
Les Zones	L(m)	Av Cal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	Zone cour	S <sub>t</sub> (cm)	Zone D'abo	St (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)	choix des barres	A <sub>H adop</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe
1	2.5	49.975	19.69	62.8	13HA20	15	7HA20	7	15.7	11.25	15	27HA10	21.19
2	2.5	37.69	19.69	40.192	13HA16	15	7HA16	7	10.05	11.25	15	20HA10	15.7
3	2.5	30.2365	19.69	30.772	13HA14	15	7HA14	7	3.08	11.25	15	20HA10	15.7
4	2.5	22.411	19.69	30.772	13HA12	15	7HA12	7	3.08	11.25	15	20HA10	15.7
5	2.5	15.177	19.69	30.772	13HA12	15	7HA12	7	3.08	11.25	15	20HA10	15.7
6	2.5	7.5875	19.69	30.772	13HA12	15	7HA12	7	3.08	11.25	15	20HA10	15.7

Tableau. V. 9: Choix des barres de 3eme type des voiles

les sollicitations		choix des barres (armatures verticales)/nappe							choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
Les Zones	L(m)	Av Cal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	Zone cour	S <sub>t</sub> (cm)	Zone D'abo	St (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)	choix des barres	A <sub>H adop</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe
1	3	75.14	23.62	78.5	16HA20	15	9HA20	7	19.62	13.5	15	27HA10	21.19
2	3	48.49	23.62	50.24	16HA16	15	9HA16	7	12.56	13.5	15	20HA10	15.7
3	3	33.415	23.62	42.704	16HA14	15	9HA16	7	10.68	13.5	15	20HA10	15.7
4	3	18.504	23.62	28.26	16HA12	15	9HA12	7	7.065	13.5	15	20HA10	15.7
5	3	13.345	23.62	28.26	16HA12	15	9HA14	7	7.065	13.5	15	20HA10	15.7
6	3	7.735	23.62	28.26	16HA12	15	9HA14	7	7.065	13.5	15	20HA10	15.7

Tableau. V. 10: Choix des barres de 4eme type des voiles

les sollicitations		choix des barres (armatures verticales)/nappe							choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
Les Zones	L(m)	Av Cal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	Zone cour	S <sub>t</sub> (cm)	Zone D'abo	St (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)	choix des barres	A <sub>H adop</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe
1	4.75	118.53	37.40	122.46	25HA20	15	14HA20	7	30.61	21.37	15	27HA12	30.52
2	4.75	83.245	37.40	94.2	25HA16	15	14H20	7	23.55	21.37	12	20HA12	22.61
3	4.75	60.87	37.40	66.60	25HA14	15	14HA16	7	16.65	21.37	15	20HA12	22.61
4	4.75	39.385	37.40	44.08	25HA12	15	14HA12	7	11.02	21.37	15	20HA12	22.61
5	4.75	10.99	37.40	44.08	25HA12	15	14HA12	7	11.02	21.37	15	20HA12	22.61
6	4.75	21.72	37.40	44.08	25HA12	15	14HA12	7	11.02	21.37	15	20HA12	22.61



Tableau. V. 11: Choix des barres de 5eme type des voiles

les sollicitations		choix des barres (armatures verticales)/nappe							choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
Les Zones	L(m)	Av Cal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	Zone cour	S <sub>t</sub> (cm)	Zone D'abo	St (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)	choix des barres	A <sub>H adop</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe
1	1.2	37.805	9.45	40.82	9HA20	10	4HA20	7	10.20	5.4	15	27HA10	21.19
2	1.2	20.08	9.45	21.88	9HA14	10	4HA16	7	5.71	5.4	15	20HA10	15.7
3	1.2	17.625	9.45	20	9HA14	10	4HA14	7	5	5.4	15	20HA10	15.7
4	1.2	12.54	9.45	14.69	9HA12	10	4HA12	7	3.67	5.4	15	20HA10	15.7
5	1.2	10.47	9.45	14.69	9HA12	10	4HA12	7	3.67	5.4	15	20HA10	15.7
6	1.2	5.01	9.45	14.69	9HA12	10	4HA12	7	3.67	5.4	15	20HA10	15.7

Tableau. V. 12: Choix des barres de 6eme type des voiles

les sollicitations		choix des barres (armatures verticales)/nappe							choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
Les Zones	L(m)	Av Cal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	Zone cour	S <sub>t</sub> (cm)	Zone D'abo	St (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)	choix des barres	A <sub>H adop</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe
1	3.85	79.59	30.32	97.34	20HA20	15	11HA20	7	24.33	17.32	15	27HA12	30.52
2	3.85	57.68	30.32	62.30	20HA16	15	11HA16	7	15.57	17.32	15	20HA12	22.61

V.3.8 Vérification à l'ELU et l'ELS :

Tableau. V. 13: Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement

		Vérification de contraintes de cisaillement							vérification à l'ELS			
voile	Zone	V	$\tau_b$	$\bar{\tau}_b$	OBS	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Type 01	1	841.44	2.18	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.56	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	2398.87	3.58	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	397.81	1.03	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.74	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1932.32	2.97	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	474.15	1.23	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.88	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1374.97	2.13	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	4	427.16	1.11	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.79	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1185.57	1.87	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	5	361.8	0.938	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.67	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	606.58	0.96	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	6	301.37	0.78	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.56	2.2	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	410.63	0.65	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 02	1	702.08	1.46	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.04	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	2842.66	3.37	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	146.49	0.30	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.21	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	2047.31	2.53	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	177.97	0.37	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.26	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1691.79	2.12	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	4	152.75	0.32	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.23	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1305.97	1.64	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	5	127.15	0.26	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.18	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	887.48	1.11	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	6	95.32	0.20	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.14	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	444.07	0.56	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 03	1	755.95	1.31	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.93	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1925.58	1.89	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	632.45	1.09	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.78	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1636.86	1.69	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	599.84	1.04	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.74	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1298.67	1.35	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	4	486.44	0.84	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.60	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1002.03	1.06	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	5	359.11	0.62	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.44	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	681	0.72	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	6	204.78	0.35	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.25	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	336.61	0.36	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 04	1	1377.56	1.50	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.07	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	3339.98	2.08	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	939.86	1.02	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.73	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	2763.61	1.76	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	886.54	0.97	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.69	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	2311.62	1.51	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	4	707.65	0.77	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.55	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1752.7	1.17	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	5	503.89	0.55	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.39	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1171.04	0.78	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	6	280.39	0.31	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.23	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	596.09	0.40	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 05	1	240.37	1.039	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.74	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	836.81	1.98	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	124.19	0.54	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.38	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	822.85	2.09	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	161.03	0.69	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.50	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	769.74	1.97	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	4	131.65	0.57	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.41	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	580.84	1.52	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	5	108.3	0.47	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.33	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	370.34	0.97	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	6	54.02	0.23	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.17	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	127.7	0.33	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 06	1	2323.01	3.13	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2.23	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	2876.62	2.21	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	2224.1	2.99	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2.14	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	2172.1	1.74	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

V.3.9 Schéma de ferrailage des voiles :

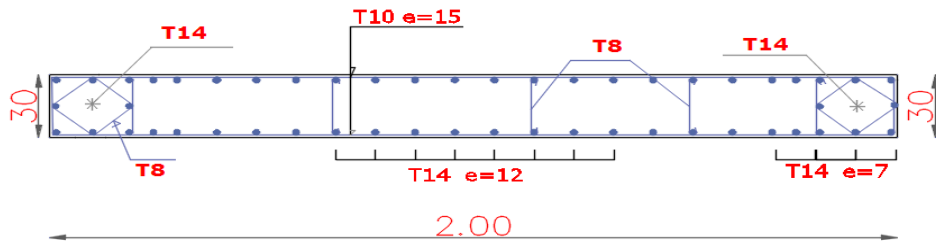


Figure. V. 4: Schéma de ferrailage du voile ( $V_2$ )

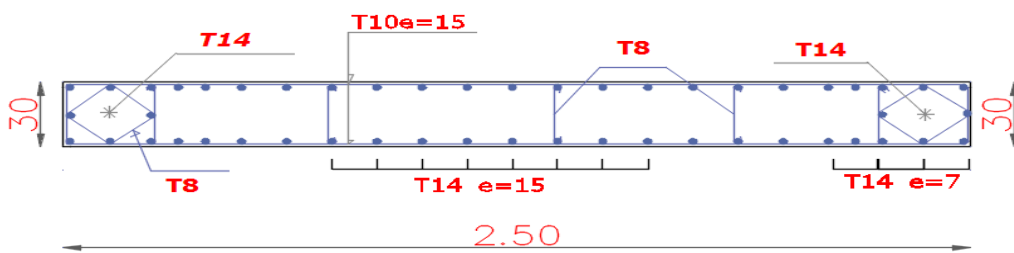


Figure. V. 5: Schéma de ferrailage du voile ( $V_{11}$ )

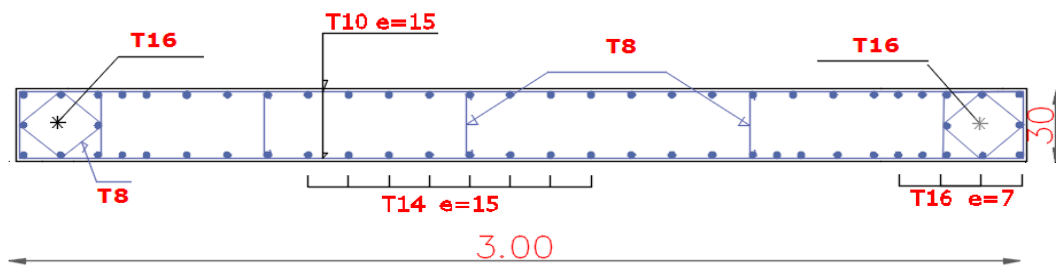


Figure. V. 6: Schéma de ferrailage du voile ( $V_6$ )

**VI.1 Etude de l'infrastructure:****VI.2 Introduction :**

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage.

On distingue trois types de fondations :

**➤ Fondations superficielles :**

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

**➤ Fondation semi-profonde :**

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

**➤ Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ.

**VI.2.1 Etude de sol :**

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol a donné la valeur 1.690bars pour la contrainte admissible du sol ( $\sigma_{sol}$ ) pour une profondeur de 5m.

**VI.2.2 Stabilité des fondations :**

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

**➤ des sollicitations dues à la superstructure qui sont :**

Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

**➤ des sollicitations dues au sol qui sont :**

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais).

Les massifs de fondations doivent être stable ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le

type le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

### VI.2.3 Facteurs de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

### VI.2.4 Choix de type de fondations :

En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Semelle isolée.
- Radier général .

Nous proposons en premier lieu les semelles isolées comme solution.

#### a) Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base des poteaux.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 169 \text{ KN/m}^2$$

$$N = 2102.54 \text{ KN} \quad \text{Dans le poteau le plus sollicitée.}$$

Pour assurer la validité de la semelle isolée on doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{a}{b} \frac{N}{A.B} \left( 1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

#### - Homothétie des dimensions

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

( a=b poteau carré ) a/b=1

$$B \geq \sqrt{\frac{2102.54}{169}} = 3.53$$

**D'où:** B = 3.53 m

- **Remarque :**

On constate qu'il y a un chevauchement entre certaines semelles, par conséquent Nous essayons avec les semelles filantes.

**a) Semelles filantes :**

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

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \bar{\sigma}_{sol} \implies S_s \geq \frac{N}{\sigma_{SOL}} \quad \text{Avec : } N = N_G + N_Q$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.69 \text{ bars} = 16.9 \text{ t/m}^2, \text{ (à une profondeur de 5.00 m)}$$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

**On doit vérifier que:**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

$$\text{Tel que } N = \begin{cases} \sum Ni & \text{de chaque fil de poteaux et voiles :} \\ S = B \times L \end{cases}$$

**B :** Largeur de la semelle.

**L:** Longueur de la file considérée.  $\implies B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$

➤ **Calcul des surfaces revenant aux semelles :**

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur le tableau suivant :

**Tableau. VI. 1: Les surfaces revenant aux semelles**

File	N(KN)	L(m)	$\sigma_{\text{sol}}(\text{KN/m}^2)$	S (m <sup>2</sup> )	B(m)
Gf1	6508.92	10.15	169	38.28	0.0379
GF2	3940.32	10.15	169	23.17	2.297
GF3	3403.5	10.15	169	20.020	1.984
GF4	6150.5	14.95	169	36.179	2.434
GF5	2796.1	13.42	169	16.448	1.233
GF6	183.08	11.69	169	1.0769	0.093
GF7	3712.65	10.13	169	21.839	2.169
GF8	3092.23	10.13	169	18.189	1.806
GF9	2904.52	10.13	169	17.085	1.696
GFA	166.43	9.78	169	31.259	0.101
GFB	5644.35	11.65	170	33.202	2.867
GFC	5120.62	14.12	169	34.137	2.1458
GFD	752.01	21.35	169	5.013	0.208
GFE	9179.31	21.35	169	61.195	2.544
GFF	9179.31	5.4	169	53.995	10.058
GFG	5826.72	16.6	169	34.274	2.077
GFH	15.84	5.4	169	0.1056	0.0173

**O n a :**

$$S_{\text{semelles}} = \sum S_{\text{si}} = 445.472 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 481.02 \text{ m}^2$$

**Donc :**

$$(S_s / S_b) = 0.92 > 0.5$$

• **Conclusion :**

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : **c'est le radier général.**

- Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

### VI.2.5 Etude du radier général :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on adoptera un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux, poteaux et voiles.

#### a) Epaisseur du radier :

##### ❖ condition de rigidité :

$$L_e \geq 2L_{\max} / \pi$$

$L_{\max}$  : plus grande distance entre deux files parallèles

$L_e$  : longueur élastique (hauteur du libage), avec :  $L_e = \sqrt[4]{4EI / Kb}$

$E$  : module d'élasticité ( $E = 32164.2$  MPA)

$I$  : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

$K$  : coefficient de raideur du sol ( $K=40\text{MN/m}^3 = 40000 \text{ KN/m}^3$ )..... (Sol de densité moyenne)

$b$  : largeur du radier (bande de 1m)

$$L_e^4 = 4EI / Kb, \quad \text{avec : } I = b h^3 / 12$$

$$\text{D'où : } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$$L_{\max} = 5 \text{ m}, \quad E = 32164.20 \text{ MPA}, \quad K = 40000 \text{ KN/m}^3,$$

$$h_r \geq 0.73\text{m}$$



❖ **Condition forfaitaire :**

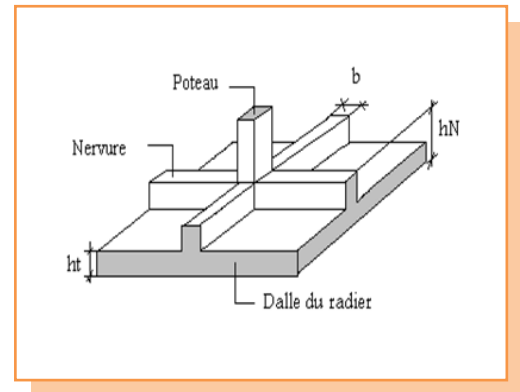
L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max}$  : la longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5\text{m}$$

**D'où :**  $62.5\text{cm} \leq h_r \leq 100\text{ cm}.$



La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h_r = 80\text{ cm} = 0.80\text{m}.$

❖ **Condition de coffrage :**

• **Pour la nervure :**

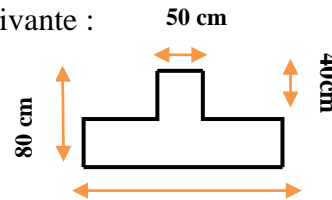
La hauteur de la poutre et donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50$$

**Soit :**  $h_p = 80\text{cm}$

$$b_p \geq \frac{80}{2} = 40$$

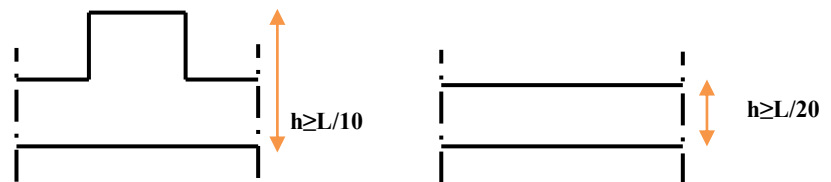
**Soit :**  $b_p = 50\text{ cm}$



**Pour la dalle :**

$$h_p \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{500}{20} = 25$$

**Soit :**  $h_t = 40\text{cm}$



On adopte un radier nervuré de dimensions : Pour la dalle :  $h_r = 40\text{cm}$

Pour les nervures :  $h_r = 40\text{cm}$

**b) Calcul de surface minimale du radier :**

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \implies S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

A la base du bâtiment :

$$N_u = 1,35G + 1,5 Q = 65634.91\text{KN}.$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.69\text{ bars} = 169\text{ KN /m}^2.$$

$$B_{\text{âtiment}} = 481.02\text{m}^2$$

$$S_{\text{radier}} \geq N / \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 388.37\text{ m}^2$$

La surface totale de l'immeuble est de ( $S= 481.02 \text{ m}^2$ ), est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier ( $S= 388.37 \text{ m}^2$ ), . A cet effet, nous avons prévu un débord (**D**) minimum.

❖ **Le calcul de D (débordement) :**

$$D \geq \max \left( \frac{h}{2}, 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{80}{2}, 30 \text{ cm} \right) \implies D=50 \text{ cm}$$

$$S_{\text{radier}} = 388.37 + S_{\text{débord}} \implies \begin{cases} S_{\text{Déb}} = D \times P. \\ \text{Avec: } P = \text{périmètre de l'immeuble.} \end{cases}$$

$$S_{\text{Déb}} = 0.5 \times 99.94 = 49.97 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 438.34 \text{ m}^2$$

c) **Détermination des efforts :**

❖ **Détermination des charges et des surcharges :**

$$\text{Superstructure : } G = 40961.06 \text{ KN} \quad ; \quad Q = 6891.65 \text{ KN}$$

• **Infrastructure :**

✓ **Poids du radier :**

$$G_{\text{rad}} = G (\text{dalle}) + G (\text{nervure})$$

$$= (S_{\text{rad}} \times h \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum (L_X + L_Y))$$

$$= (438.34 \times 0.4 \times 25) + (0.5 \times 0.75 \times 25 \times 206.55) = 5544.84 \text{ KN}$$

$$G_{\text{infrastructures}} = G_{\text{radier}} = 5544.84 \text{ kN}$$

$$\implies \begin{cases} G_{\text{TOTAL}} = G_{\text{infrastructures}} + G_{\text{superstructure}} = 46505.9 \text{ KN} \\ Q_{\text{TOTAL}} = 6891.65 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Sollicitations :**

$$\text{ELU: } N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = 73120.44 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_S = N_G + N_Q = 53397.55 \text{ KN}$$

d) **Caractéristiques géométrique du radier :**

❖ **Détermination du centre de gravite du radier :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} X_G = 15.16 \text{ m.} \\ Y_G = 3.95 \text{ m.} \end{cases}$$

❖ **Moments d'inertie:**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est:  $I = (I_i + S_i d_i^2)$

Avec :

$I_i$  : moment d'inertie du panneau (i).

$S_i$  : aire du panneau considéré (i).

$D_i$  : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 9927.342 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 31075.863 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

❖ **centre de masse de la structure :**

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 14.897 \text{ m.} \\ Y_G = 4.26 \text{ m.} \end{array} \right.$$

e) **Vérification du radier :**❖ **Vérification au poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait par la formule suivante :

Selon le **BAEL 91 (page 358)**, nous devons vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$N_u$  : Charge de calcul à l'E.L.U

h: Epaisseur totale du radier.

• **Pour les voiles :**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (**V5**) de longueur **L=5m**.

$$N_u = 6157.69 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b')$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} a' = a + h \\ b' = b + h \end{array} \right.$$

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0.3 + 5 + 2h) = 13.6 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b$$

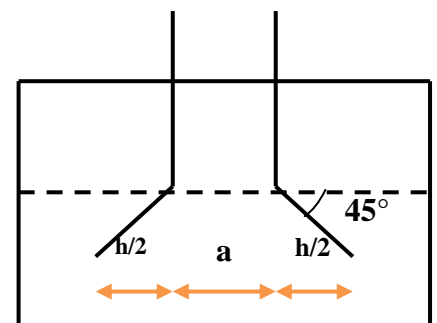


Figure. VI. 1 : Schéma de transmission des charges

$$h \geq \frac{N_u}{0.045 \mu_c f_{c28} / \gamma_b} \implies h \geq 60.37 \implies h_r = 0.80\text{m} \geq 0.60\text{m} .$$

L'épaisseur du radier  $h_r = 0.80\text{m}$ . Il est vérifié vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement

- **Pour les poteaux :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 2904.08\text{KN} \\ \mu_c = 2x(a + b + 2h_{\text{radier}}) = 2x(0.65 + 0.65 + 2x0.8) = 5.8\text{m} \end{array} \right.$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} \implies h \geq \frac{N_u}{0.045 \cdot \mu_c (f_{c28} / \gamma_b)}$$

$$h \geq \frac{2904.08 \times 10^{-3}}{0.045 \times 5.6 \times \left(\frac{25}{1.5}\right)} \implies h \geq 0.69\text{m} \implies h_r = 0.80\text{m} \geq 0.69\text{m}$$

- **Conclusion :**

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement. Vu que la hauteur est importante, on opte pour un radier nervuré.

- ❖ **Vérification au cisaillement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait par la formule suivante :

Selon le (BAEL 91), nous devons vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Avec :**

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$N_u$  : Charge de calcul à l'E.L.U.

$h$  : Epaisseur totale du radier.

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (art. A.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b \quad \dots \dots \dots \text{BAEL 91 Page (357)}$$

$V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

$b$  : désigne la largeur.

$\gamma_b = 1.5$  ;  $d = 0.9 h$  ;  $b = 1\text{m}$ .

$L_{\text{max}}$  : la plus grande portée de la dalle = 5m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_o \times d}; d = 0,9h_r. \\ V_u = \frac{q L_{\max}}{2}; \\ q = \frac{N}{S_{radier}}. \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9h} \leq \frac{0,07 f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0,9 \times 2S \times 0,07 f_{cj}}$$

$$h \geq \frac{73492,0545 \times 5 \times 1,5}{0,9 \times 2 \times 438,34 \times 0,07 \times 25 \times 1000} = 0,40$$

$$\Rightarrow h_r = 0,80\text{m} > 0,40$$

- **Conclusion :**

L'épaisseur de radier  $h_r = 0,80 \text{ m}$  est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

- ❖ **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :  $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$

**Avec :**

W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W_{\text{radié}} + W_{\text{bâtiment}}$$

$$W = 5820,11 + 40961,06 = 46781,17 \text{KN}$$

F<sub>s</sub> : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement F<sub>s</sub> = 1,5

γ : poids volumique de l'eau (γ = 10KN / m<sup>3</sup>).

Z : profondeur de l'infrastructure (Z = -5 m).

S : surface du radier (S = 438,34m<sup>2</sup>).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 5 \times 438,34 = 32875,5 \text{KN}$$

**Donc :**  $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$ ..... Condition vérifiée

❖ **Vérification de la contrainte normale:**

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leurs diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5 \sigma_{adm} \quad \text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal du au charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales :  $M = N \times e$

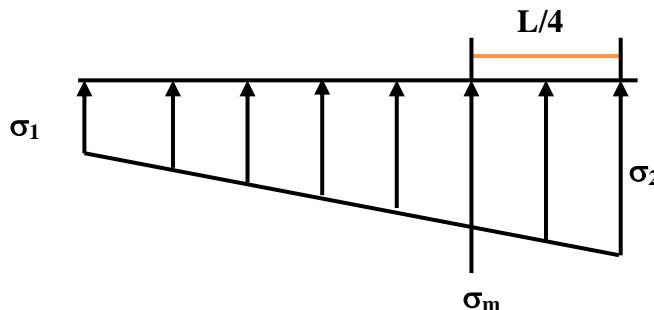


Figure. VI. 2 : Diagramme des contraintes

Tableau. VI. 2: Vérification des contraintes

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	53397.55	53397.55	73120.44	73120.44
e(m)	0.27	0.31	0.27	0.31
S (m <sup>2</sup> )	438.34	438.34	438.34	438.34
M (KN.m)	14417.34	16553.24	19742.52	22667.34
V (m)	15.16	3.95	15.16	3.95
I (m <sup>4</sup> )	9927.342	31075.863	9927.342	31075.863
σ <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	143.834	123.922	196.961	169.693
σ <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	99.801	119.713	136.663	163.931
σ <sub>moy</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	132.826	122.870	181.886	168.253
σ <sub>adm</sub> (kn/m <sup>2</sup> )	253.5	253.5	253.5	253.5
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

## ❖ la Vérification de stabilité :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique a la base de RDC.

$T_0$  : L'effort tranchant a la base de RDC.

$h$  : profondeur de l'infrastructure  $\implies h = 2 \text{ m}$

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- ✓ Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison  $0,8G \pm E$  ;
- ✓ Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison  $G + Q + E$

- Vérification de la stabilité au renversement ( $0,8G + E$ ) :

Tableau. VI. 3:Vérification de renversement.

	0.8G+E	
	Longitudinale	Transversal
N (KN)	37632.69	37632.69
S (m <sup>2</sup> )	438.34	438.34
M (KN.m)	98831.75	113650.093
V (m)	15.16	3.95
I (m <sup>4</sup> )	9927.342	31075.863
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	236.778	100.299
$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	-65.073	71.407
$\sigma_{\text{moy}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	161.31	93.075
$\sigma_{\text{adm}}$ (kn/m <sup>2</sup> )	253.5	253.5
Verification	C.V	C.V

- Vérification de soulèvement (G+Q+ E) :

Tableau. VI. 4: Vérification de soulèvement

	G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	52716.56	52716.56
S (m <sup>2</sup> )	438.34	438.34
M (KN.m)	170856.104	13132.758
V (m)	15.16	3.95
I (m <sup>4</sup> )	9927.342	31075.863
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	381.18	121.93
$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	-140.65	118.59
$\sigma_{moy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	250.72	121.10
$\sigma_{adm}$ (MPa)	253.5	253.5
Vérification	C.V	C.V

### VI.2.6 Ferrailage du radier :

Le radier est calculé comme étant un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poutres. 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 ( $\rho = L_x / L_y$ ) et du coefficient de POISSON ( $\nu$ ).

### VI.2.7 Ferrailage de la dalle du radier :

#### ❖ Détermination des efforts :

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

➤ **1<sup>ère</sup> cas:**  $0 \leq \rho \leq 0.4$   $\implies$  la dalle porte sur un seul sens.

*Avec :*  $\rho = L_x / L_y$   $\implies L_x \leq L_y$

$$M_x = qL_x / 8 \quad ; \quad M_y = 0.$$

➤ **2<sup>ème</sup> cas :**  $0.4 \leq \rho \leq 1$   $\implies$  la dalle porte sur deux sens.

$$M_x = \mu_x q L^2 \quad . \quad M_y = \mu_y M_x$$



Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée

• **Pour les panneaux de rive :**

Moment en travée :  $(M_{tx}=0,85.M_x ; M_{ty}=0,85.M_y)$

Moment sur appuis :  $(M_{ax}=0,3.M_x ; M_{ay}=0,3.M_y)$

• **Pour les panneaux intermédiaires :**

Moment en travée :  $(M_{tx}=0,75.M_x ; M_{ty}=0,75.M_x)$

Moment sur appuis :  $(M_{ax}=0,5.M_x ; M_{ay}=0,5.M_x)$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0 \text{ (D'après le BAEL 91).}$$

❖ **Les sollicitations :**

• **ELU :  $v = 0$**

$$q_u = \frac{Nu}{S} = \frac{73120.44}{438.34} = 166.81 \text{ KN/m}^2$$

• **ELS :  $v = 0.2$**

$$q_s = \frac{Ns}{S} = \frac{53397.55}{438.34} = 121.82 \text{ KN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité (panneau de rive).

$L_x = 4.75\text{m} ; L_y = 5\text{m}.$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = 475/500 = 0.95$$

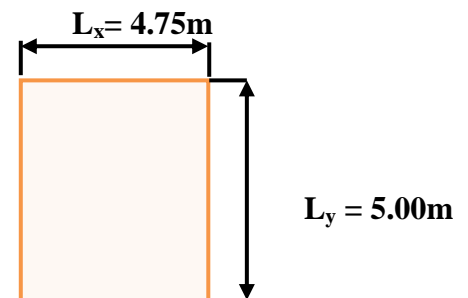


Figure. VI. 3: Le panneau le plus sollicité

❖ **Calcul des moments :**

• **ELU :  $v = 0 ; Q_u = 166.81 \text{ KN/m}^2$  :**

Tableau. VI. 5: Les moments à L'ELU

Panneaux	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$
P	4.75	5	0.95	0.0410	0.8875	154.31	136.95

• **ELS:  $v = 0.2 ; Q_{ser} = 121.82 \text{ KN/m}^2$  :**

Tableau. VI. 6: Les moments à L'ELS

Panneaux	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>y</sub> (KN.m)
P	4.75	5	0.95	0.0483	0.9236	132.75	122.61

- **Pourcentage minimal :**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 4.34 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :**

$$\text{- Sens XX : } A_{ymin} = \begin{cases} 6 h_0 : feE500. \\ 8 h_0 : feE400. \\ 12 h_0 \text{ (autres cas)} \end{cases} \quad (\text{en e xprimant } h_0 \text{ en mètre}).$$

$$\text{- Sens YY: } A_{xmin} = \frac{3-\rho}{2} A_{ymin}.$$

- **Espacement maximal :**

$$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}, 3hr) \implies S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}, 4hr) \implies S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{BAEL 91 Pages (360)}$$

- ❖ **Calcul des armatures :**

$$M_u = 131.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{131.16 \cdot 10^6}{1000 \cdot 360^2 \cdot 14.2} = 0.071$$

$$\frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{131.16}{116.41} = 1.13$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.21$$

$$D'OU: \mu_{bu} = 0.071 < \mu_{lu} = 0.21 \implies A' = 0 \text{ (section simplement armée S.S.A).}$$

$$\mu_{bu} = 0.071 < 0.275 \implies \text{méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.360 (1 - 0.6 \times (0.071)) = 0.345 \text{ m.}$$

$$\frac{M_u}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{131.16 \times 10^6}{345 \times 348} = 10.94 \text{ cm}^2$$

Tableau. VI. 7: Calcul des armatures à L'ELU

Panneau	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
$M_U$ (KN.m)	131.16	46.29	116.41	41.08
$As'$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.00	0.00	0.00	0.00
$As$ (cm <sup>2</sup> /ml)	10.94	3.75	9.66	3.32
$As_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	4.34	4.34	4.34	4.34
Choix des barres/ml	6HA16	6HA14	6HA16	6HA14
$As_{corr}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	12.06	9.23	12.06	9.23
Espacement (cm)	15	15	15	15

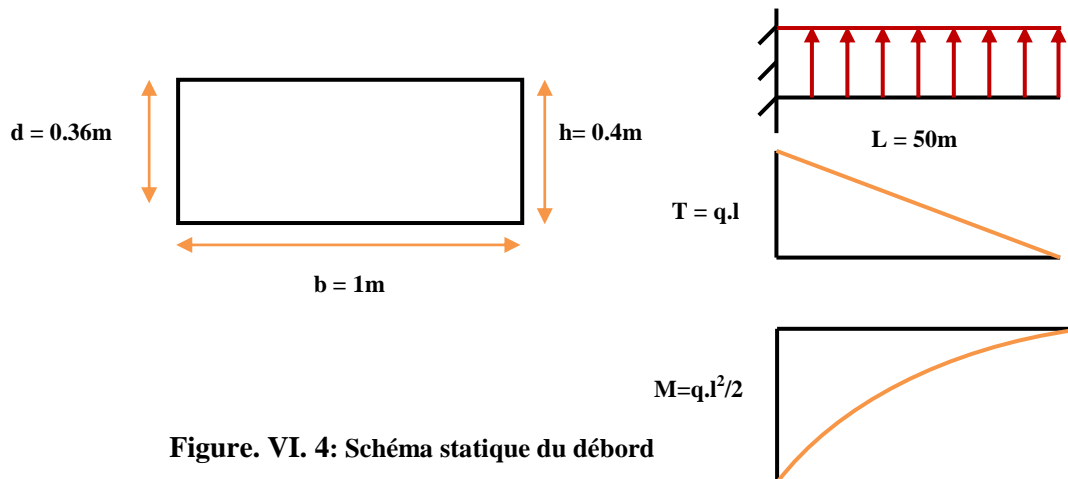
### VI.2.8 Ferrailage de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur  $L=0,5$  m. Le calcul du Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$h=0,4$  m,  $b=1$  m,  $d=0,9h=36$ cm

Le ferrailage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables.

#### ❖ Présentation schématique :



## • L'ELU :

$$M_{\max} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{166.81 \times 0.5^2}{2} = 20.85 \text{ KN.m}$$

Tableau. VI. 8: Les moments à L'ELU

Mu (KN.m)	D (m)	$\mu_{bu}$	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	St (cm)
20.85	0.36	0.01 2	0.357	1.67	4.34	9.23	6HA14	15

## ❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,9 h_r = 0.36 \text{ m.}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 41.70 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.116 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \implies 0.116 < 1,25 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

-Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

## ❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = q_{ser} L^2 / 2$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = k \cdot y$ )

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau. VI. 9 :Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS

Zone	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$Y$ (cm)	$K$ (MPa/m m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser
Travée sens XX	112.84	12.06	155546.70	9.74	0.026	2.007	15	C.V
Appuis sens XX	39.82	9.23	125135.47	8.69	0.040	3.481	15	C.V
Travée sens YY	104.22	12.06	155546.70	9.74	0.015	1.456	15	C.V
Appuis sens YY	36.78	9.23	125135.47	8.62	0.029	2.555	15	C.V
Débord	15.23	9.23	125135.47	8.69	0.029	2.526	15	C.V

VI.2.9 Schéma de ferrailage du radier :

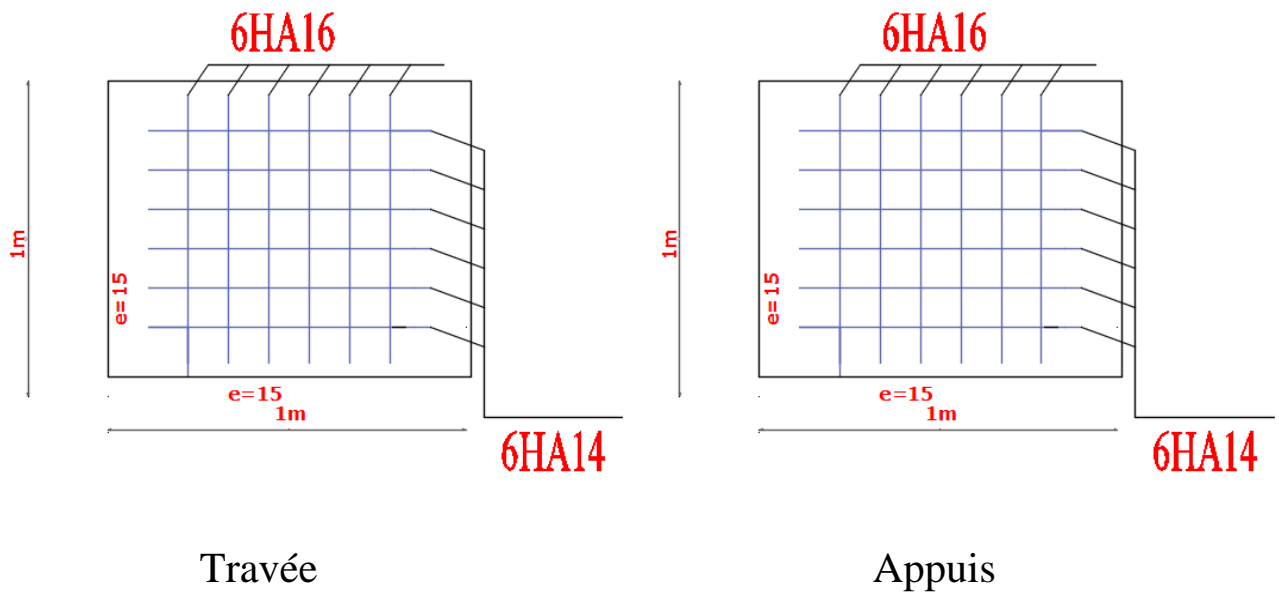


Figure. VI. 5:ferrailage du radier

**VI.3 Étude de la nervure :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

$$h = 80 \text{ cm}; d = 72 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}; c = 4 \text{ cm}$$

**VI.3.1.1 Calcul des charges revenant à la nervure :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{73120.44}{438.34} = 166.81 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{53397.55}{438.34} = 121.82 \text{ KN/m}^2$$

**VI.3.1.2 Ferrailage de la nervure :**➤ **Détermination des efforts :**

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

**Tableau. VI. 10: Les moments à L'ELU et L'ELS**

	ELU	ELS
<b>MX (KN.m)</b>	<b>470.46</b>	<b>343.57</b>
<b>My (KN.m)</b>	<b>521.28</b>	<b>380.69</b>
<b>Mx appui (KN.m)</b>	<b>235.46</b>	<b>171.785</b>
<b>My appui (KN.m)</b>	<b>260.64</b>	<b>190.34</b>
<b>Mx travée (KN.m)</b>	<b>399.89</b>	<b>292.03</b>
<b>My travée (KN.m)</b>	<b>443.09</b>	<b>323.59</b>

**Tableau. VI. 11: Ferrailage à l'ELU**

	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
<b>M<sub>U</sub>(KN.m)</b>	<b>399.89</b>	<b>235.46</b>	<b>443.09</b>	<b>260.64</b>
<b>u<sub>bu</sub></b>	<b>0.054</b>	<b>0.031</b>	<b>0.06</b>	<b>0.035</b>
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	<b>16.50</b>	<b>9.58</b>	<b>18.35</b>	<b>10.63</b>
<b>As<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	<b>4.34</b>	<b>4.34</b>	<b>4.34</b>	<b>4.34</b>
<b>Choix des barres/ml</b>	<b>4HA20+4HA16</b>	<b>4HA16+4HA14</b>	<b>4HA20+4HA16</b>	<b>4HA16+4HA14</b>
<b>As<sub>adop</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	<b>20.60</b>	<b>14.20</b>	<b>20.60</b>	<b>14.20</b>

## ❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armatures transversales minimal :

$$\emptyset \leq \min ( h/35 ; b/10 ; \emptyset ) = ( 22.86 ; 50 ; 20 ) = 12 \text{ mm}$$

## ❖ Armatures transversales :

$$A_t = 0.003 St b = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

## ❖ Espacement minimal des Armatures transversales (Selon le RPA 2003)

En zone nodale

$$S_t \leq \min ( h/4, 12\emptyset_L ) = \min ( 20, 12\emptyset_L )$$

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

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40$$

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

## ❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} L^2}{2}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = k \cdot y$ )

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \text{ avec } : I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau. VI. 12: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS

Zone	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	I ( $\text{cm}^4$ )	Y (cm)	K (MPa/mm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser
Travée sens XX	292.03	20.60	942212.714	24.28	0.03	7.53	15	C.V
Appuis sens XX	171.785	14.20	708342.186	20.87	0.02	5.06	15	C.V
Travée sens YY	323.59	20.60	942212.714	24.28	0.03	8.34	15	C.V
Appuis sens YY	190.34	14.20	708342.186	20.87	0.03	5.61	15	C.V

## VI.3.2 Schéma de ferrailage de la nervure :

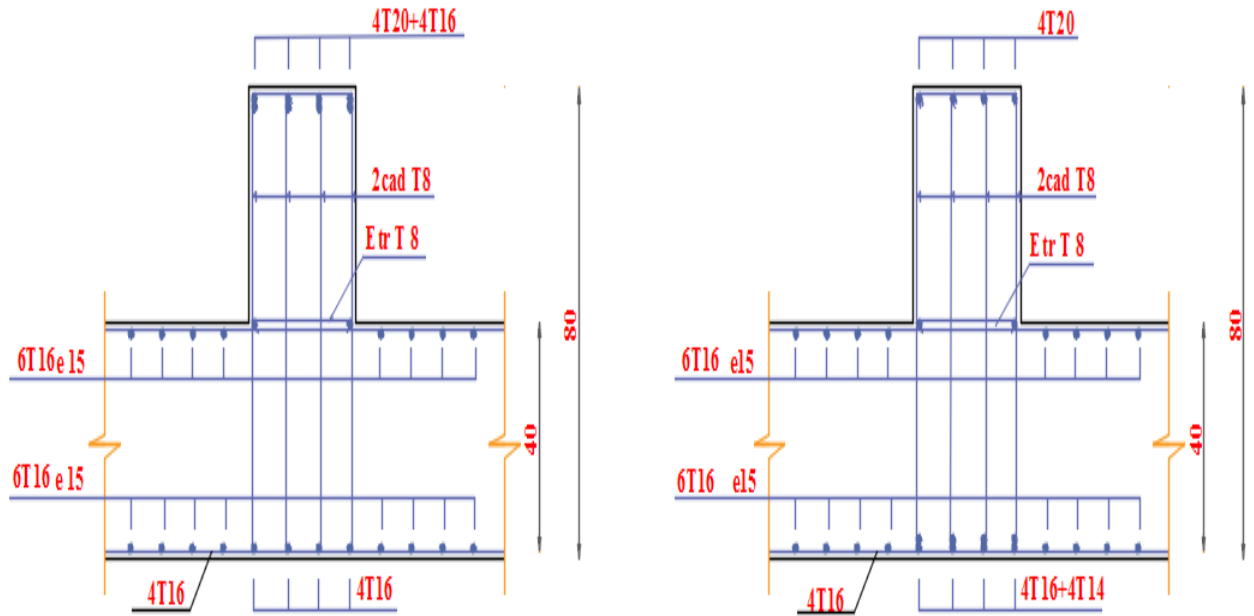


Figure. VI. 6: Ferrailage de la nervure



## VI.4 Voile périphérique :

### VI.4.1 Introduction :

Le voile de soutènement représente un mur continu à la périphérie du bâtiment entre le niveau de fondation et le niveau de base.

Le voile assure:

- ✓ Augmentation de la rigidité de la structure.
- ✓ Protection contre les eaux agressives.
- ✓ Reprendre les poussées des terres.

### VI.4.2 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après **Art.10.1.2**.

- ✓ L'épaisseur du voile doit être  $\geq 15 \text{ cm}$ .
- ✓ Les armatures sont constitués de **2** nappes, le pourcentage minimal des armatures est de **0,1%** dans les deux sens (horizontal et vertical)

Notre voile périphérique a les dimensions suivantes :

- épaisseur de 30cm
- hauteur de 3m

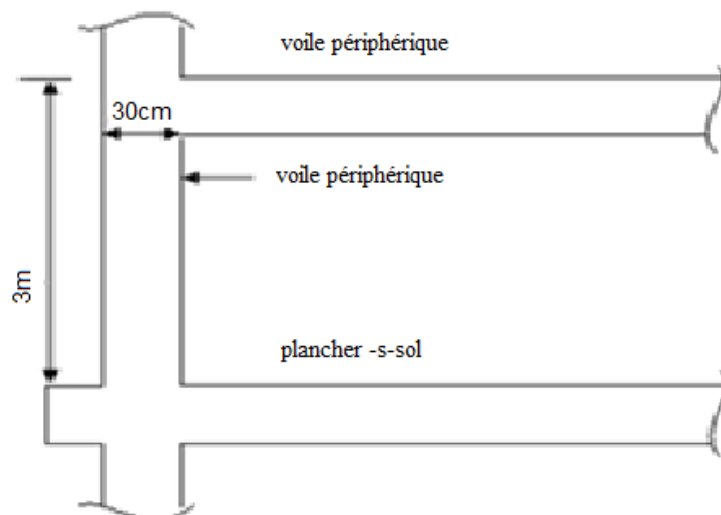


Figure. VI. 7:voile périphérique

**VI.4.3 Evaluation des charges :**

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de  $1m$  se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

**VI.4.4 Caractéristique du sol :**

- Le poids spécifique :  $\gamma_d = 20 \text{ KN/m}^3$
- L'angle de frottement :  $\varphi = 25^\circ$
- Epaisseur de : 30 cm
- Hauteur  $h = 3 \text{ m}$

$$k_a = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.406$$

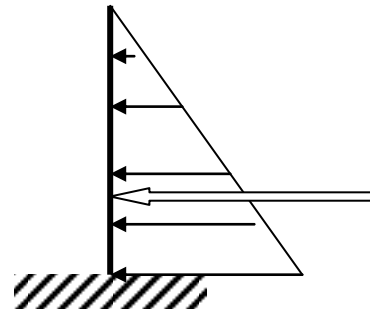


Figure. VI. 8: Schéma statique de voile périphérique

**VI.4.5 Calcul de la force de poussée :**

$$P_i = (1/2) K_0 \cdot \gamma_d \cdot (H)^2$$

$$P_i = 0.5 \cdot (3)^2 \cdot 0.406 \cdot 20$$

$$P_i = 36.54 \text{ KN/ml.}$$

**➤ Poussée due aux surcharge :**

Une contrainte éventuelle d'exploitation  $\sigma_q = 5 \text{ KN/m}^2$

$$P_2 = K_a \cdot q \cdot h$$

$$P_2 = 0.406 \cdot 5 \cdot 3 = 6.09 \text{ KN/m}^2$$

**➤ La charge pondérée :**

- **ELU:**

$$q = 1.35 P_1 + 1.5 P_2$$

$$q = 1.35 \cdot 36.54 + 1.5 \cdot 6.09$$

$$q = 58.46 \text{ KN/m}$$

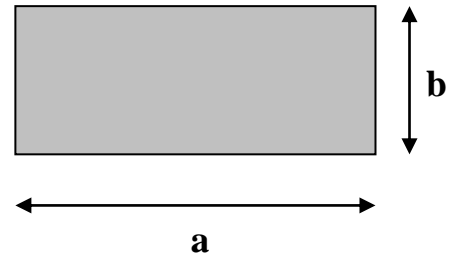
- **ELS:**

$$q = 36.54 + 6.09 = 42.63 \text{ KN/m}$$

**VI.4.6 Calcul ferrailage****-Effort dans la dalle :**

Le ferrailage étant pour la dalle la plus superficielle et pour une bande de 1m de largeur.

$$a = 5 \text{ m}; \quad b = 3 \text{ m} \Rightarrow \alpha = \frac{b}{a} = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{(5 - 0.65)} = 0.7$$



Alors, la dalle porte dans les deux sens

et  $\mu_x, \mu_y$  sont données en fonction de  $\alpha = l_x / l_y$

- **ELU:**

$$v = 0$$

$$\mu_x = 0.0684$$

$$\mu_y = 0.432$$

- **ELS :**

$$v = 0.2$$

$$\mu_x = 0.0743$$

$$\mu_y = 0.5817$$

- ❖ **Calcul Moment:**

- **ELU :**

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 0.0684 * 58.46 * 3^2 = 35.99 \text{ (KN.m)}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.432 * 35.99 = 15.55 \text{ (KN.m)}$$

- **ELS :**

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 0.0743 * 42.63 * 3^2 = 28.51 \text{ (KN.m)}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.5817 * 28.51 = 16.58 \text{ (KN.m)}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 M_x$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y$$

Tableau. VI. 13: valeurs des moments appliqué sur appuis et en travées à l'ELU

ELU		Zone	Moment (KN.m)
	Sur X-X	Appuis	17.99
		Travée	30.59
	Sur Y-Y	Appuis	7.77
Travée		13.22	

Tableau. VI. 14: valeurs des moments appliqué sur appuis et en travées à l'ELS

ELS		Zone	Moment (KN.m)
	Sur X-X	Appuis	14.25
		Travée	24.23
	Sur Y-Y	Appuis	8.29
Travée		14.09	

## VI.4.7 Calcul du ferrailage :

Tableau. VI. 15: Ferrailage de paroi moulée

	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
$M_{Uj}$ (KN.m)	30.59	17.99	13.22	7.77
$u_{bu}$	0.029	0.017	0.013	0.0075
$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	3.31	1.93	1.42	0.83
$A_{s\ min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2.77	2.77	2.4	2.4
Choix des barres/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
$A_{s\ adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	6.79	6.79	6.79	6.79
Espacement	15	15	15	15

- Condition de non fragilité :

$$b = 1 \text{ m} \quad ; \quad h = 0.30 \text{ m} \quad ; \quad d = 0.27 \text{ m}$$

## - Sens X-X :

$$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow \frac{A_{x\ min}}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

Avec :  $\delta_0 = 0.0008$  pour HAFeE400

$$A_x = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - \frac{3}{4.35}}{2} = 2.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**- Sens Y-Y :**

$$\rho_y \geq \rho_0 \Rightarrow \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**VI.4.8 LES Vérification:**

❖ Vérification des armatures transversales a l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{Art. A 5.2.2 du C. B. A. 93}$$

$$\gamma_b = 1,15 ; \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$V_u = \frac{P_{i-L}}{2} = \frac{58.46 \cdot 3}{2} = 87.69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{87.69 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.325 \text{ MPa} \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,15} = 1.52 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

❖ *Contrainte maximal dans le béton comprimé*

$$(\sigma_{bc} = KY)$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec } : I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

**Tableau. VI. 16: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton ELS**

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (MPa/mm)	σ <sub>bc</sub> ((MPa))	σ̄ <sub>bc</sub> ((MPa))	Obser
Travée sens XX	14.25	6.79	51955.8247	6.47	0.02742715	1.774	15	C.V
Appuis sens XX	24.23	6.79	51955.8247	6.47	0.04663577	3.016	15	C.V
Travée sens YY	8.29	6.79	51955.8247	6.47	0.01595586	1.032	15	C.V
Appuis sens YY	14.09	6.79	51955.8247	6.47	0.02711919	1.754	15	C.V

## VI.4.9 Schéma de ferrailage :

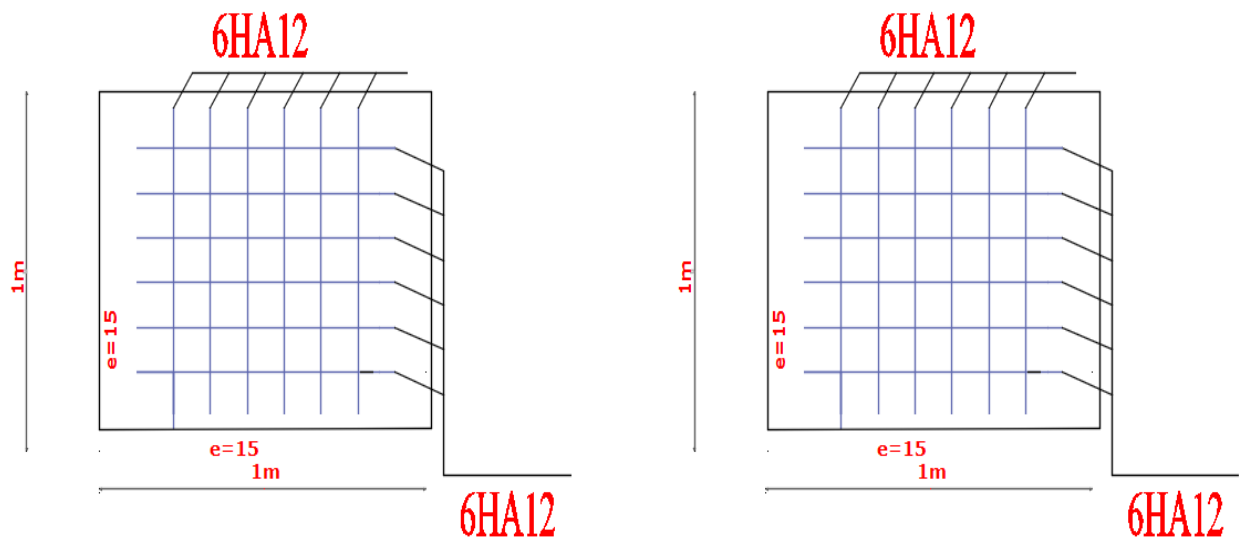


Figure. VI. 9:Schéma de ferrailage Voile périphérique

## Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Lors de la conception de ce bâtiment, nous avons particulièrement rencontré des difficultés notamment sur l'aspect irrégulier de notre structure à savoir :

- Difficulté au niveau de la vérification de la relation  $T_{dyn} \leq 1.3T_{emp}$
- Une section de ferrailage plus au moins importante qui est due aux sollicitations élevées contrairement à la conception régulière.
- Difficulté au niveau lors de la distribution des éléments porteurs de la structure (poteaux & voiles)
- Difficulté au niveau de la vérification de l'excentricité due à la conception axisymétrique de la structure.

Cela nous a poussé à être vigilant lors de l'étude de cette structure, avec une grande attention.

Ce projet nous a donné une compréhension relativement différente du comportement d'un bâtiment irrégulier, qui fera une référence pour nous pour le reste de notre cursus professionnel ou de recherches.

# Bibliographie

---

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ **Règlements :**

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91 modifier** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

➤ **Livre :**

- **Calcul des ouvrages en béton armé** .....MR. BELAZOUGU

➤ **Cours :**

- **Béton armé**..... 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> année
- **Dynamique des structures**..... 4<sup>ème</sup> année
- **Cours de bâtiment**..... 4<sup>ème</sup> année

➤ **Logiciels :**

- **ETABS V 9.7.4**.....Analyse des structures
- **AUTOCAD 2016**.....Dessin
- **EXCEL 2007** .....Calcul
- **WORD2007**.....Traitement du texte
- **SOCOTEC**..... Calcul le ferrailage
- **RDM6**..... Calcul des moments et des efforts