

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES  
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Structures**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup>.HATTAB Mohamed**

**&**

**M<sup>r</sup>.KHARROUBI Mohamed**

**Sujet du mémoire :**

**Etude d'un hôtel en(R+7) avec Sous-sol  
(3 blocs) à Tiaret**

**Soutenu publiquement le : 02/07/2022 devant le jury composé de :**

**Président**

**M<sup>r</sup>. BEKKI .H**

**Rapporteur**

**M<sup>r</sup>.SERBAH .B**

**Examineur**

**M<sup>me</sup>. RANNAK .Z**

**Examineur**

**M<sup>me</sup>. DRAOUI .A**

**PROMOTION : 2021/2022**

# *Remerciement*

*Allah le bénéfique soit loué et qu'il nous guide sur la  
bonne voie.*

*Ainsi Nous remercions très chaleureusement notre  
encadreur Dr. Mr. **SEBAH Boumediene** pour tous ses  
conseils et ses orientations pour la réalisation de ce  
travail.*

*Aux membres du jury qui ont bien voulu lire et évaluer  
le présent Mémoire*

*Nous remercions tous ceux qui nous ont aidés et  
témoigner leur sympathie*



*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes parents qui sacrifie jour et nuit pour nous voir heureux,*

*A mes sœurs qui est toujours derrière moi,*

*A mes enfants et à ma femme pour leur soutien moral.*

*A toute la famille **HATTAB***

*A tous mes amis proches, surtout (**Houria**)*

*A mon binôme **Mohamed***

*Et à tous ceux qui aiment le bon travail et ne reculent pas*

*devant les obstacles de la vie*





*Je dédie ce modeste travail :*

*A mon père ABDELHADI, décédé le 21/06/2022 , quelques  
heurs avant mon soutenance, que dieu ait pitié de lui.*

*A ma chère mère, qui dieu prolonge sa vie.*

*A mes enfants (MOUAD , HADJER , NAILLA) et à ma femme*

*A mes frères et mes sœurs*

*A toute la famille KHARROUBI*

*A toutes les travailleurs de Sonatrach DRC/ET RTO/TRC.*



## RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un hôtel constitué d'un Rez de chaussée plus (7) étages avec sous-sol (3blocs), implanté à la wilaya de TIARET. Cette région est classée en zone faible sismicité I selon le RPA99 version 2003.

En utilisant règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99).

Cette étude entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges, et calcul des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles) et secondaires (poutrelles, balcons, escaliers, acrotère, planchers).

En fin on a une étude dynamique de la structure avec le logiciel ETABS, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on termine le travail avec une conclusion générale.

## المخلص

الهدف من إعداد هذا المشروع، هو القيام بدراسة مفصلة لفندق مكون من سبع طوابق + طابق أرضي و طابق سفلي (3 مجموعات) و الذي سينشأ في ولاية تيارت المصنفة ضمن المناطق الضعيفة للنظام زلزاليا تبعا للقانون الجزائري ضد الزلازل RPA99.V2003.

نستعين بقوانين BAEL91,RPA99.V2003 من أجل فحص و حساب الخرسانة المسلحة المذكورة نتطرق للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة، بعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي وصفا عام عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية، كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية من (أعمدة، روافد، جدران خراسانية) و ثانوية من (أعصاب السقف المجوف، الشرفات، السلالم، الأسقف).

في الأخير نستعمل برنامج ايتابيس للقيام بدراسة زلزالية للبناية بهدف تحديد الإجهادات المختلفة للبناية، وستنتهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل.

## **ABSTRACT**

This project presents a detailed study of a building for residential use consisting of a ground floor plus (7) floors with basement, located at the wilaya of TIARET. This region is classified as a weak seismicity zone I according to RPA99 version 2003.

Using calculation regulations and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified),

This study starts the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, then the pre-size of the structure, the descent of the charges. and calculation of the main elements (poles, beams and sails) and secondary elements (beams, balconies, stairs, acrotera, floors) In the end we have a dynamic study of the structure with the ETABS software,

In order to determine the different load loads (permanent, operating and seismic loads), and we complete the work with a general conclusion.

## Liste des symboles

A :	Coefficient d'accélération de zone,
A :	Aire d'une section d'acier.
At :	Section d'armatures transversales.
B :	Aire d'une section de béton.
$\varnothing$ :	Diamètre des armatures, mode propre.
$\varphi$ :	Angle de frottement
C :	Cohésion.
Q :	Charge d'exploitation.
$\gamma_s$ :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
$\gamma_b$ :	Coefficient de sécurité dans le béton.
$\sigma_s$ :	Contrainte de traction de l'acier.
$\sigma_{bc}$ :	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$ :	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$ :	Contrainte de compression admissible du béton.
$\tau_u$ :	Contrainte ultime de cisaillement.
$\tau$ :	Contrainte tangentielle.
$\beta$ :	Coefficient de pondération.
$\sigma_{sol}$ :	Contrainte du sol.
$\sigma_m$ :	Contrainte moyenne.
G :	Charge permanente.
$\xi$ :	Déformation relative.
$V_0$ :	Effort tranchant a la base.
E.L.U :	Etat limite ultime.
E.L.S :	Etat limite service.
Nser :	Effort normal pondéré aux états limites de service.
$N_u$ :	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
$T_u$ :	Effort tranchant ultime.
T :	Effort tranchant, Période.
$S_t$ :	Espacement.
$\lambda$ :	Elancement.
e :	Epaisseur.
P :	Force concentrée.
f :	Flèche.

$\bar{f}$	Flèche admissible.
$L$	Longueur ou portée.
$L_f$	Longueur de flambement.
$d$	Hauteur utile.
$F_e$	Limite d'élasticité de l'acier.
$M_u$	Moment à l'état limite ultime.
$M_{ser}$	Moment à l'état limite de service.
$M_t$	Moment en travée.
$M_a$	Moment sur appuis.
$M_0$	Moment isostatique.
$I$	Moment d'inertie.
$f_i$	Flèche due aux charges instantanées.
$f_v$	Flèche due aux charges de longue durée.
$I_{fi}$	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
$I_{fv}$	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
$M$	Moment, Masse.
$E_{ij}$	Module d'élasticité instantané.
$E_{vj}$	Module d'élasticité différé.
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier.
$f_{c28}$	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
$f_{t28}$	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
$F_{cj}$	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge
$Y$	Position de l'axe neutre.
$I_0$	Moment d'inertie de la section totale homogène

## Liste des Figures

page

### Chapitre I

Figure I.1 : Plan d'étage + RDC	5
Figure I.2 : Diagramme Parabole – Rectangle.	9
Figure I.3 : Diagramme de déformation –	11
Figure I.4 : Diagramme des déformations limitées de la section	13

### Chapitre II

Figure. II.1. Dimensionnement des poutrelles	16
Figure. II.2. Coupe verticale d'un mur extérieur.	19
Figure. II.3. Coupe verticale de l'acrotère	28

### Chapitre III

Figure III. 1 : Acrotère	30
Figure III.2. : Ferrailage de l'acrotère	34
Figure III.3. Ferrailage (Balcon)	37
Figure III.4: Représentation du ferrailage de l'escalier l'escalier	43
Figure. III.5: Schéma de ferrailage de la poutre palière.	49
Figure III.6 : Les moments appliqués à la dalle	54
Figure III.7 : Armatures inférieures (travée)	63
Figure III.8 : Armatures supérieures (sur appuis)	63
Figure III.9 : Armatures de voile (cage d'ascenseur )	64

### Chapitre IV

Figure IV.1 : Dimensionnement des poutrelles	66
Figure IV.2 Schéma explicatif	69
Figure. IV.3. : Diagramme des moments fléchissant	73
Figure. IV.4 : Diagramme des efforts tranchant	73
Figure IV.5: section en T	74
Figure IV.6: Condition de non fragilité (section en T)	76
Figure IV.7: Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.	82
Figure IV.8. : Diagramme des moments fléchissant	85
Figure IV.9. : Diagramme des efforts tranchant	85
Figure IV.10: Condition de non fragilité (section en T)	87
Figure IV.11: Effort tranchant par la méthode des triangles semblables	90

Figure IV.12: Dessin de ferrailage des poutrelles des terrasses	94
---	----

### **Chapitre V**

Figure V.1 : Modélisation de la structure a l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »	97
---	----

Figure .V.2: Courbe de spectre de réponse.	97
--	----

Figure V.3 Disposition des voiles contreventement	100
---	-----

### **Chapitre VI**

Figure VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales	123
---	-----

Figure VI.2 : Dessin de ferrailage des sections des poutres Secondaires	123
---	-----

Figure VI.3 : La zone nodale	132
------------------------------	-----

Figure VI.4 : Ferrailage des sections des poteaux	132
---	-----

### **Chapitre VII**

Figure :VII.1 Voile Type 1	136
----------------------------	-----

Figure VII.2 : Voile Type	138
---------------------------	-----

Figure VII.3 : Disposition des armatures	139
--	-----

### **Chapitre VIII**

Figure. VIII.1 : Schéma du Radier	141
-----------------------------------	-----

Figures VIII.2: Schéma du panneau le plus défavorable	145
---	-----

Figure VIII.3 : Armatures supérieures (en travée)	148
---	-----

Figure VIII.4 : Armatures inférieures (sur appuis)	148
--	-----

Figure VIII.5 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.	149
--	-----

Figure VIII.6 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes	150
--	-----

Figure VIII.8 Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal)	153
---	-----

Figure VIII.9 Ferrailage de la poutre de libage (sens transversal)	153
--	-----

## Liste Des Tableaux

<b>Chapitre I :</b>	
Tableau I.2 : Les déformations limites du pivot	13
<b>Chapitre II :</b>	
Tableau II. 1: Epaisseur du plancher	14
Tableaux II.2 : Descente des charges Plancher (terrasse)	15
Tableaux II.3 : Descente des charges Plancher (étages : courants/commerciales)	15
Tableaux II.4 : Descente des charges mur de façade extérieur	16
Tableaux II.5 : Descente des charges mur de façade intérieur	16
Tableaux II.6 : Descente des charges (Balcon)	17
Tableau. II.7. Tableau de descente de charges sur poteaux	17
Tableau II.8: La charge Permanente: pour les 3 blocs:	19
Tableau II.9: La charge d'exploitation: pour les 3 blocs:	21
Tableau II.10: Les charges sur poteaux du Bloc1	22
Tableau II.11 : Pré dimensionnement des poteaux du Bloc1	24
Tableau II.12: Les charges sur poteaux du Bloc2	24
Tableau II.13: pré dimensionnement des poteaux du Bloc2	27
Tableau II.14: Les charges sur poteaux du Bloc3	27
Tableau II.15: Les dimensionnements des portiques	29
Tableau II.16:La: Descente des charges (Paillasse)	32
Tableau II.17:La Descente des charges (Palier)	33
Tableau II.18: les dimensionnements de l'escalier	33
<b>Chapitre III :</b>	
Tableau III.1 : Poids des composants de l'ascenseur	50
Tableau III. 2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.	54
Tableau III. 3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.	59
<b>Chapitre IV :</b>	
Tableau. IV.1: Tableau récapitulatif des résultats obtenus (plancher étages courants)	76
Tableau. IV.2: Tableau récapitulatif des résultats obtenus (plancher terrasse)	85
Tableau .IV.3 Récapitulatif des résultats obtenus (Plancher étages Terrasse)	94
<b>Chapitre V :</b>	
Tableau V.1: Pourcentage d'amortissement critique	114

Tableau V.2: <b>Pénalité à retenir pour le critère de qualité</b>	114
Tableau V.3: <b>Valeurs de <math>T_1</math> et <math>T_2</math></b>	114
Tableau V.4: Coefficient d'accélération de zone « A »	115
Tableaux .V.5: <b>Périodes et facteurs de participation massique des blocs</b>	116
Tableaux .V.6: Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.	118
Tableaux .V.7: les forces sismiques à la base	120
Tableaux V.8 : Déplacements relatifs à chaque niveau dans les deux sens.	122
Tableau .V.9: La période fondamentale.	123
Tableau .V.10: Valeurs du coefficient $C_T$ .	123
Tableau .V.11 : Les valeurs du $T_{st}$	124
Tableau .V.12 : Vérification la p période statique/dynamique :	124
Tableau .V.13 : poids de la structure	125
Tableau .V.14 : Les forces sismiques:	126
Tableau .V.15: Vérification de la force sismique:	126
Tableau .V.16 : joint séismique:	127
Tableaux V.17: L'excentricité	128
Tableaux. V.18: Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (sens x)	130
Tableau. V.19 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (sens y)	131
<b>Chapitre VI :</b>	
Tableau VI.1 : Poutres principales (intermédiaires)	139
Tableau VI.2 : Poutres principales (de rive)	140
Tableau VI.3 : Poutres Secondaires (intermédiaires)	142
Tableau VI.4 : Poutres Secondaires (de rive)	143
Tableau VI.5 : calcul des ferrailages des poteaux	148
Tableau VI.6 : Les sollicitations défavorables du 1 <sup>er</sup> genre et 2 <sup>ème</sup> genre	149
Tableau V.6 : Les sollicitations défavorables du 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> genre.	154
Tableaux VI.7.représentation des armatures des voiles de contreventement	164
<b>Chapitre VII :</b>	
Tableau VII.1 surface minimale du radier	168
Tableau VII.2 : surface minimale du radier	168
Tableau VII.3 : l'effort tranchant ultime	169
Tableau VII.4 : Poids propre du radier	169

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes du sol	170
Tableau VII.6 : Poids unitaire du radier	170
Tableau VII.7 : la charge du radier	171
Tableau VII.8. : Choix des armatures de la dalle du radier	172
Tableau VII.9. : Charge uniforme équivalente sens longitudinal	175
Tableau VII.10. : Ferrailage En Travée Sens Longitudinal	175
Tableau VII.11. : Ferrailage en appuis sens longitudinal	176
Tableau VII.12. : Charge uniforme équivalente sens transversal	177
Tableau VII.13. : Ferrailage en travée sens transversal	177
Tableau VII.14. : Ferrailage en appuis sens transversal	178
Tableau VII.15. : Effort tranchant.	178
Tableau VII.16. : Résumé des résultats ferrailage.	181
Tableau VII.17. : Résumé des résultats (vérification des contraintes).	182

# Sommaire

Remerciement	
Dédicace	
Résumé	
Abstract	
المخلص	
Liste des Figures	
Liste des Tableaux	
Liste des Symboles	
Sommaire	
Introduction générale	1
CHAPITRE 1 : Présentation du projet	2
I .Introduction :	2
I.1.Présentation de l’ouvrage :	2
I.1.1 Caractéristiques géométriques :	2
I.1.2 Ossature et système constructif pris :	4
I.1.3 Caractéristique géotechnique du sol	5
I.2 Caractéristique mécanique des matériaux	5
I.2.1 Le béton :	5
I.2.1.1 Résistance mécanique :	6
I.2.1.2 Déformation et contraintes de calcul :	7
I.2.1.3 Contrainte admissible de cisaillement :	8
I.2.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :	9
I.2.1.5- Module de déformation transversale :	9
I.2.2 Les Aciers :	9
I.2.2.1 Diagramme déformation - contrainte :	10
I.2.2.2 Contraintes limites de traction des armatures :	10
I.3 Hypothèse de calcul :	11
I.3.1 E.L.U.R :	11
I.3.1.1 Hypothèses de calcul :	11
I.3.1.2 Règles des trois pivots :	11
I.3.2 E.L.S :	12
I.3.2.1 Hypothèses de calcul :	12
I.3.2.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :	12
CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments	14
II.1 Pré dimensionnement des planchers :	14
II.1.1 Epaisseur du plancher :	15
II.1.2 Descente de charges :	15
II.2. Pré-dimensionnement des poteaux :	18
II.3 Pré-dimensionnement des éléments porteurs :	18
II.3.1 Pré-dimensionnement des poutres :	18
II.3.2 Pré-dimensionnement des poteaux :	21
II.3.3 Calcul des escaliers :	29
II.3.4.1 Pré dimensionnement des voiles :	34
II.3.4.2 Conditions de rigidité.	34
II.3.4.3 Vérification de la largeur:	34
II.4. Acrotère :	35

Chapitre III : étude des éléments non structurant	36
III.1.Les balcons:	36
III.1.1.Méthode de calcul:	36
III.1.2.Étage courant:	36
III.1.3. Calcul des sollicitations :	36
III.1.4.Les combinaisons d'action:	36
III.1.4.a. ELS :	36
III.1.4.b. ELU :	36
III.1.5.Calcul du ferrailage à l'E.L.U:	37
III.1.6.Vérification:	37
III.1.6.a : Vérification à l'E.L.U:	37
III.1.6.b: Vérification à l'E.L.S :	37
III.1.6.1: Armature de répartition:	38
III.1.6.2: Espacement des armatures :	38
III.1.6.2.a: Armature longitudinal:	38
III.1.6.2.b: Armature de répartition :	38
III.1.7. Calcul de la flèche: BAEL 91(ART : B.6.5.1) :	38
III.1.8. Ferrailage des balcons:	38
III.2. Les escalier :	39
III.2.1. Introduction:	39
III.2.2. Les charges appliquées :	39
III.2.3. Combinaisons traction :	39
III.2.4. Calcul du ferrailage :	42
III.2.4.1.Armatures longitudinales : (la pailleasse).	42
III.2.4.2.Armatures longitudinales : (le palier).	42
III.2.4.3.Vérification E.L.S :	42
III.2.4.3.A/Palier :	42
III.2.4.3.B/Palliasse :	42
III.2.4.3. Les armatures de répartitions :	43
III.2.5. Espacement entre les armatures :	43
III.2.6. Vérification de l'effort tranchant :	43
III.2.7. vérification de la flèche :	44
III.2.7.a. Vérifications des contraintes à l'E.L.S. :	44
III.2.7.b. Détermination de la position de l'axe neutre :	44
III.2.7.c. Détermination du moment d'inertie :	44
III.2.7.d. Détermination de contrainte dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :	44
III.2.7.e. Détermination de la position de l'axe neutre :	44
III.2.7.f. Détermination du moment d'inertie :	44
III.2.7.g. Détermination de contrainte dans le béton comprimé:	45
III.2.8.1 Disposition du Ferrailage:	45
III.2.9. Pré dimensionnement de la poutre limon (Brisé) :	45
III.2.9.a. Détermination de la hauteur :	45
III.2.9.b. Vérification :	45
III.2.9.1.Descente des charges :	45
III.2.9.1.a. Poids propre de la poutre :	45
III.2.9.1.b. Déterminations du moment et l'effort tranchant On utilise la méthode R-D-M	46
III.2.9.2.a Diagramme de moment fléchissant :	46
III.4.4. Calcul de ferrailage de la poutre brisée	47

III.4.5. Dessin de ferrailage de la poutre limon:	47
III.5. Vérifications :	48
III.5.1. Condition de non fragilité :	48
III.5.2. Contrainte transversale :	48
III.5.2.a. Contrainte de cisaillement :	48
III.5.2.b. Comme la fissuration est préjudiciable:	48
III.5.2.c. Diamètre des armatures transversales $\varnothing_t$ :	48
III.5.2.d. Calcul de l'espacement :	48
III.5.3. ancrage des barres au niveau des appuis :	49
III.5.4.a. contrainte d'adhérence :	49
III.5.4.b. contrainte d'adhérence :	49
III.5.5. Vérification de la flèche :	49
III.3. Acrotère :	50
III.3.1 Définition :	50
III.3.2 Charges sollicitant l'acrotère :	50
III.3.2.1 Charges permanentes et charges d'exploitation :	50
III.3.2.2 Charge aux états limites :	50
III.3.3 Enrobage :	51
III.3.4 Excentricité :	51
III.3.5 Calcul du ferrailage (E.L.U) :	51
III.3.5.1 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :	51
III.3.5.2 Vérification de l'existence des armatures comprimées $A'$ :	51
III.3.5.3 Calcul de la section d'armatures en :	52
III.3.5.4 Section minimale des armatures pour une section rectangulaire :	52
III.3.5.4.a. Les armatures principales :	52
III.3.5.4.b. Les armatures de répartitions :	52
III.3.6 Les vérifications :	52
III.3.6.1.a. Moment de service :	52
III.3.6.1.b. Position de l'axe neutre :	53
III.3.6.1.c. Moment d'inertie:	53
III.3.6.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :	53
III.3.6.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu $\sigma_{st}$ :	53
III.3.6.4 Contrainte de cisaillement :	53
III.3.6.5 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :	53
III.3.6.6 Disposition du ferrailage :	54
III.4.1. étude de L'ascenseur :	55
III.4.2. Calcul de la charge total $q_u$ :	56
III.4.2.a) Calcul de la charge de rupture :	56
III.4.2.b) Calcul des poids des câbles :	57
III.4.2.c) Vérification de $C_r$ :	57
III.4.2.d) Calcul de la charge permanente total G :	58
III.4.3. Vérification de la dalle au poinçonnement:	58
III.4.3.b. Distances des rectangles	59
III.4.4. Calcul des moments suivant les deux directions	59
III.4.5. Les moments dus aux charges concentrées	60
III.4.6. Moments dus aux charges réparties (poids propre) :	60
III.4.6. a) Chargement :	60
III.4.6. b) Sollicitations :	60

III.4.6. C) Les moments appliqués à la dalle	61
III.4.7. Calcul du ferrailage de la dalle :	61
III.4.8.Vérifications :	64
III.4.8.1.Vérification à l'E.L. S :	64
III.4.8.2.Détermination des contraintes dans le béton comprimé	66
III.4.8.3.Disposition du ferrailage :	67
III.4.8.4. dessin de disposition du ferrailage :	68
III.5.9 Voile de la cage d'ascenseur :	69
<b>CHAPITRE IV : Etude des planchers</b>	
A-Planchers en corps creux	70
IV. Introduction :	70
IV.1 Calcul du plancher à corps creux :	70
IV.1.1 Pré dimensionnement des poutrelles :	70
IV.1.2 Calcul de la largeur des poutrelles (b) :	71
IV.1.3 Méthode de calcul des poutrelles :	71
IV.2. Méthode de calcul :	71
IV.2.1. Méthode forfaitaire :	71
IV.3. Principe de calcul des moments :	71
IV.3. Calcul des planchers :	72
IV.4.a-Plancher étage courant :	72
IV.4.a.1.Combinaisons d'actions :	72
IV.4.a.2. Les types des poutrelles :	73
IV.4.a.3. Détermination des sollicitations :	73
IV.6. Calcul du ferrailage Des Poutrelles :(à l'ELU) :	77
IV.6.1. Plancher étage courant:	77
IV.6.2. Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :	77
IV.6.3. Condition de non fragilité (section en Té)	78
IV.7. Condition de non fragilité (section en Té) :	79
IV.7.1. Vérification à l'E.L.S	80
IV.7.2. Vérification de la flèche :	84
III.4.b -Plancher étage Commercial :	85
III.4.b.1 Détermination des sollicitations :	85
IV.6. Calcul du ferrailage des Poutrelles :(à l'ELU) :	86
IV.6.1. Plancher étage commercial:	86
IV.6.2. Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :	86
IV.7. Condition de non fragilité (section en Té) :	88
IV.7.1. Vérification à l'E.L.S :	89
III.4.b.1 .c-Plancher terrasse (inaccessible) :	94
IV.6. Calcul du ferrailage des poutrelles :(à l'ELU) :	95
IV.6.1. Plancher étage de terrasse:	95
IV.6.2. Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :	95
IV.6.3. Condition de non fragilité (section en Té) :	96
IV.7. Condition de non fragilité (section en Té) :	97
IV.7.1. Vérification à l'E.L.S :	98
IV.7.2. Vérification de la flèche :	103

B-Planchers en dalle pleine	104
IV .B.1 -Etude de la dalle pleine (Sous-sol):	104
IV .B.1 .1-Épaisseur minimale requise $h_0$ :	104
IV .B.2 Chargement :	104
IV .B.2.1 :Charge ultime :	104
IV .B.3 Calcul de ferrailage :	105
IV .B.3.1.Dalle sous-sol :	105
IV .B.3.1.A) Les armatures inférieures (en travée) :	106
IV .B.3.1.B) Les armatures supérieures (sur appui):	106
IV .B.3.1.C) Pourcentage minimal des armatures :	106
IV .B.3.1.D) Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)	107
IV .B.3.1.E) Nécessité de disposer des armatures transversales :	107
IV .B.4 Les vérifications à L'E.L.S :	107
IV .B.4.1-Chargement :	107
IV .B.4.2 Sollicitations :	108
IV .B.4. 3-vérification des contraintes dans le béton :	108
IV .B.4.4-Disposition du ferrailage :	109
<b>CHAPITRE V : Etude Sismique</b>	
V.1. Introduction	111
V.2. Méthode de calcul :	111
V.3. Classification de l'ouvrage	111
V.4. Spectre de réponse de calcul	113
V.5 Justification de l'interaction "Voiles-portiques"	118
V.6 Calcul des coefficients de participation modèle :	119
V.7. justification de la sécurité :	123
V.8. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :	124
V.9. calcul de la force séismique par la méthode statique équivalente	125
V.7 Justification de la largeur des joints sismiques	126
V.8. Vérification des déplacements :	127
V.9. Centre de gravité des masses :	127
V.9.2.L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003 :	128
V.9.3. Vérification de l'effet P-Delta :	129
V.10. Conclusion :	132
<b>CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux</b>	
Ferrailage des portiques	133
VI.1. Introduction :	133
VI.2. Combinaisons des charges :	133
VI.3 Ferrailage des poutres :	133
VI.3.1 Les armatures Longitudinales :	134
VI.3.2 Poutres principales (30x45) cm <sup>2</sup> :	134
VI.3.3. Vérification de la flèche :	138
VI.4. Ferrailage des poteaux :	148
VI.4.1. Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :	149
VI.4.2. Exemple de calcul :	151
VI.5. Les vérifications : Exemple de calcul (bloc3) :	156
Ferrailage des voiles de contreventement :	159
VII.6. Voile de contreventement :	159
VII.6.1. Conception :	159

VII.6.2.Calcul :	159
VII.6.3. Principe de calcul :	159
VI.6.4.La méthode de calcul :	160
VI.6.4.1 Les armatures verticales :	161
VI.6.4.2 Armatures horizontales :	161
VI.6.4.3 Armatures transversales :	161
VI.6.5 Ferrailage des voiles :	161
VI.6.5.1 Exemple de calcul : (Bloc1)	161
CHAPITRE VII : étude d'infrastructure	167
VII.1 Calcul des fondations :	167
VII.1.1 Introduction :	167
VII.1.2 Définition :	167
VII.2 Calcul du radier :	167
VII.2.1 Pré dimensionnement du radier :	168
VII.2.2 Calcul de l'épaisseur de la dalle du radier :	168
VII.3 Détermination de la hauteur de la poutre de libage :	169
VIII.3.1 Vérification des contraintes du sol	169
VII.3.2 La longueur élastique :	170
VII.4 Evaluation des charges pour le calcul du radier :	170
VII.4.1 Poids unitaire du radier :	170
VII.5 Ferrailage du radier :	171
VII.5.1 Ferrailage des dalles :	171
VII.5.2 Vérification de l'espacement : Dans le sens le plus sollicité :	173
VII.5.3 Disposition du ferrailage :	173
VIII.6 Ferrailage des poutres de libage :	174
VIII.6.1 Contraint de cisaillement :	178
VII.7. Etude du voile périphérique :	180
<b>Conclusion générale</b>	184
<b>Références bibliographique</b>	

## **Introduction Générale**

---

**Introduction générale :**

Le tourisme, en passe de devenir le secteur économique le plus important à l'échelle mondiale, exige désormais une vision globale, il est considéré comme une industrie qui possède des marchés à travers des sites variés de par leurs situations et leurs potentialités.

L'impact économique du secteur touristique est à souligner en évoquant l'importance de la diversification des formes de tourisme à concevoir. Les grands pays posent de lourds problèmes de décollage des structures de production d'une technologie très industrialisée. En outre, ils mobilisent indéniablement des moyens financiers importants, d'où la nécessité d'en récupérer rapidement les frais d'investissements, dans le cadre d'une utilisation rationnelle de toutes les richesses du potentiel naturel à organiser de façon à promouvoir le tourisme répondant aux besoins manifestés pour une activité touristique d'abord décente.

Ces types d'investissements dans ce secteur présentent de nombreux avantages, car plusieurs pays ne vivent que du tourisme comme la Tunisie, ou le secteur du tourisme représente plus de 80% de ses revenus. L'Algérie avec la variété des paysages : son désert, ses plateaux et montagnes et sa frange littorale qui dépasse les 1200 Km de côte, constituent de grandes potentialités à mettre en valeur. Ses villes côtières ou affluent des estivants et touristes surtout pendant l'été. Tiaret en est l'exemple avec ses côtes merveilleuses.

Il est vrai que depuis quelques années maintenant, on assiste à une volonté de revaloriser le secteur touristique à travers la wilaya, ce qui est en train de donner un cachet spécifique à chaque région. Cette volonté se matérialise par l'amorce de projet de développement touristique à moyen terme afin de revaloriser ce secteur longtemps marginalisé. Pour ce la :

Notre travail est l'étude et la conception d'un hôtel en R+7 avec sous-sol (3 blocs) implanté dans la wilaya de TIARET qui est une zone de faible sismicité (zone I). Ce mémoire est constitué de sept chapitres: - Le Premier chapitre est consacré à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Le 2<sup>ème</sup> chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments structuraux. Le 3<sup>ème</sup> chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les balcons), Le 4<sup>ème</sup> chapitre présente le calcul des planchers). Le 5<sup>ème</sup> chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors des vibrations.

L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS 9.6, Le calcul des ferraillements des éléments structuraux se fonde sur les résultats du logiciel ETABS 9.6 est présenté dans le 6<sup>ème</sup> chapitre. Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.



**Chapitre –I –**

---

**Présentation du projet**

## PRESENTATION DU PROJET

### I .Introduction :

Nous savons tous que le domaine de génie civil est un domaine très large ou l'ingénieur civil, par définition : conçoit, étudie et réalise tous ouvrages en bâtiment, travaux publics et hydrauliques ; tout en tenant compte de deux facteurs principaux à savoir : «la Sécurité et l'Economies ».

Le but de notre projet de fin d'étude est d'employer nos connaissances, pour étudier un projet réel. Il s'agit d'une étude technique d'un hôtel composé d'un rez de chaussée et de sept étages avec sous-sol et divisé en 03 Blocs situé à Tiaret. L'objectif de cette étude est de dimensionner les éléments résistants de la structure, tout en satisfaisant les critères de sécurité exigés par les règlements B.A.E.L91 modifiés 99 et RPA99 version 2003. Est nécessaire des logiciels ETABS V 9.6 pour déterminer les différents types de sollicitations, afin dimensionner les éléments de la structure.

Ce projet est structuré comme suit :

Etude des charges et du pré dimensionnement des éléments horizontaux (planchers et poutres) et des éléments verticaux (poteaux et voiles) ; Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcons, escaliers et cage d'ascenseur) ;  
Etude de la rigidité, de la résistance face au séisme ;  
Calcul des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles).  
Etude des différents éléments qui composent l'infrastructure.

### I.1.Présentation de l'ouvrage :

Le présent travail est une étude d'un hôtel en R+7 avec sous-sol en (03 Blocs), implanté à Tiaret; classée en zone de faible sismicité (zone I) d'après le règlement parasismique Algériennes R.P.A 99 (version 2003). Avec un dallage sur terre-pleins et contreventé par un system mixte portiques/voiles.

#### I.1.1 Caractéristiques géométriques :

##### Dimensions en plan :

Longueur totale de la structure : .....77,60 m  
Largeur totale de la structure : .....66,20 m

##### Dimensions en élévation :

Hauteur du R.D.C. et étage.....4,59 m  
Hauteur totale de la structure : .....28,05 m  
Hauteur de l'acrotère :..... 0,60 m.  
Hauteur de sous-sol..... 3,00 m

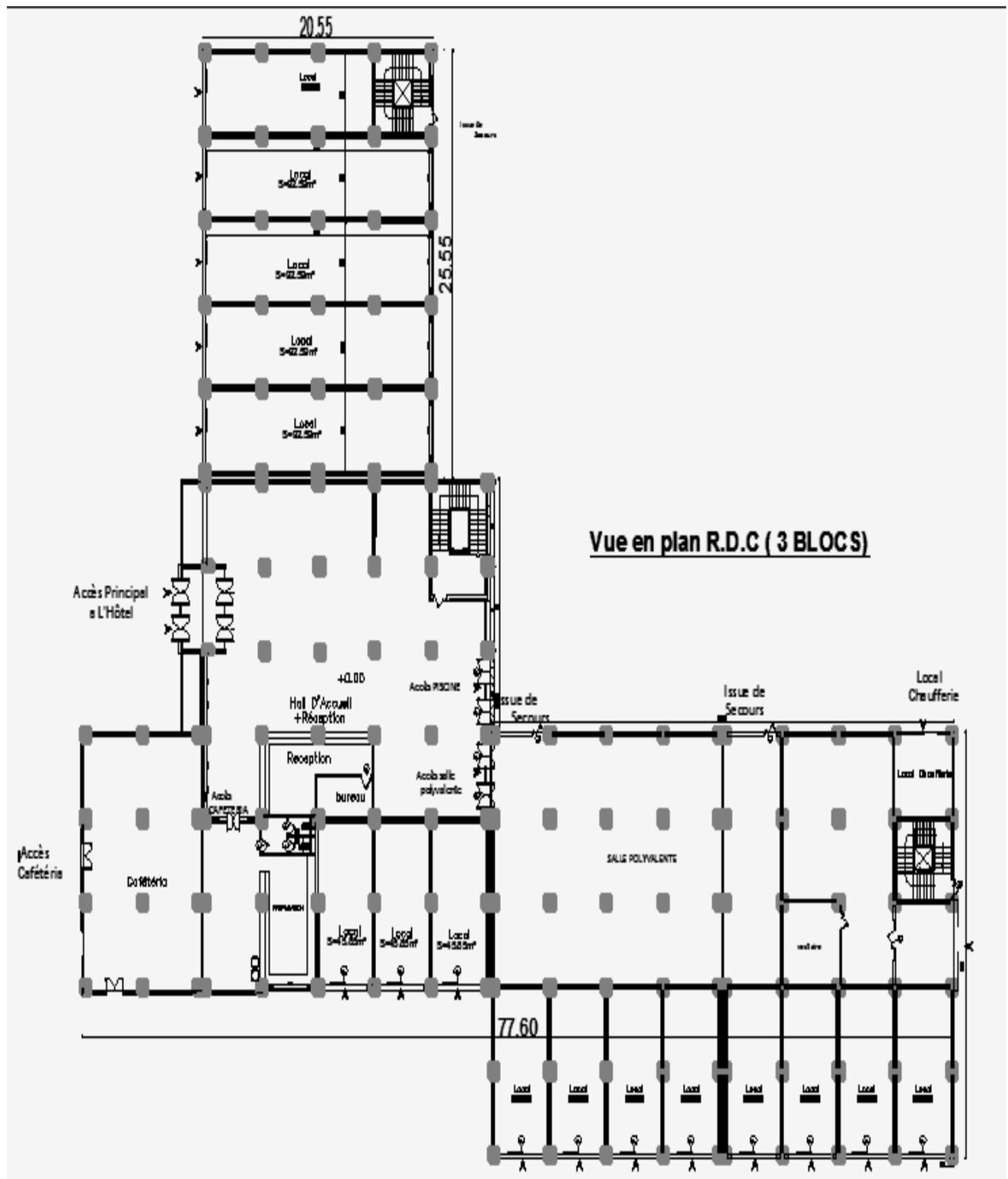


Figure I.1 : plan de RDC de l'hôtel

### I.1.2 Ossature et système constructif pris :

**Ossature :** La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (portiques et murs voile).

**Planchers :** les planchers adoptés pour notre hôtel sont des planchers à corps creux.

**Maçonnerie :** Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm, quant aux cloisons de séparations, elles sont réalisées en simple cloisons de 10 cm d'épaisseur.

**Cage d'ascenseur :** L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il se constitue principalement de la cabine et de sa machinerie, elles sont confinées dans un noyau ouvert nommé cage d'ascenseur.

**Revêtement :** Enduit en plâtre pour les plafonds, enduit en ciment pour les locaux humides (WC, S.D.B. et cuisine) ainsi qu'aux murs extérieurs et intérieurs, un revêtement en carrelage pour les planchers et une étanchéité multicouche (pour l'imperméabilité et l'isolation thermique) sur le plancher terrasse.

**Isolation :** L'isolation acoustique : est assurée par la masse du plancher ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

**L'isolation thermique :** est assurée par les couches d'isolant (polystyrène) pour les planchers terrasse ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

**Assainissement** (DTR\_VRD\_2006 art 5): Les ouvrages d'assainissements ont pour objet d'assurer la collecte, le transport et le traitement éventuel des eaux usées et pluviales ainsi que leur rejet dans les réseaux urbains.

Les eaux pluviales doivent être évacuées pour limiter la submersion des zones urbanisées, alors que les eaux usées doivent être évacués sans stagnation, loin des habitations car les déchets qu'elles contiennent sont susceptibles de nuire à la population en engendrant des épidémies. Les rejets des eaux usées dans le milieu naturel nécessitent un prétraitement.

- **Evacuation de l'eau d'un sous-sol :**

Dans certains cas, de l'eau s'accumule dans le sous-sol, notamment parce que le drain français, s'il existe, n'arrive pas à l'éliminer. Il faut alors installer une pompe immergée qui retournera cette eau dans le tuyau d'égout principal.

Une pompe immergée devrait avoir un débit d'environ 3 litres par seconde (soit environ 11 000 litres par heure), si elle a un tuyau d'évacuation de 2 pouces. Si l'on veut utiliser une pompe dont le tuyau d'évacuation est de 1 ½ pouce au lieu de 2 pouces, on pourrait penser à une pompe immergée capable d'un débit d'environ 20 000 litres par heure.

L'une ou l'autre pompe devrait pouvoir évacuer, occasionnellement, les eaux pluviales qui s'accumuleraient dans le sous-sol. Comme indiqué dans le document «Plomberie», des problèmes de reflux d'égout peuvent empêcher l'évacuation normale des eaux pluviales. Supposons que le sous-sol dispose d'un embranchement du tuyau d'égout qui sert normalement à évacuer vers le collecteur municipal l'eau qui s'accumule au sous-sol :

Les eaux pluviales qui feraient le mouvement inverse, c'est-à-dire qui pénétreraient dans le sous-sol par le drain de plancher, devraient se retrouver par gravité dans le bassin de rétention de la pompe, si on a pris la précaution de l'installer à proximité du drain de plancher. Il suffirait alors d'évacuer l'eau vers l'arrière de la maison, en fermant une « valve » sur le tuyau qui conduit normalement l'eau vers le tuyau d'égout et en ouvrant une « valve » qui, temporairement, la dirige vers l'arrière de la maison. Vérifier avec les services municipaux si une telle installation est compatible avec la réglementation.

### **I.1.3 Caractéristiques géotechniques du sol :**

Le sol d'assise présente les propriétés géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est :  $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5$  bars.
- Le site est de nature meuble (S3).

### **I.2 Caractéristiques mécanique des matériaux :**

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/modifié 99, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/V2003.

#### **I.2.1 Le béton :**

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau composé par du ciment, des granulats (sable et gravier ou gravillon) et de l'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en injectant de l'acier dans du béton disposé de manière à résister aux efforts de traction.

La composition d'un mètre cube ( $1 \text{ m}^3$ ) de béton est de :

- 350 kg de ciment (CPA 325) ;
- 400 L de sable ( $d_g \leq 5 \text{ mm}$ ) ;
- 800 L de gravillon ( $d_g \leq 25 \text{ mm}$ ) ;
- 175 l d'eau de gâchage.

La préparation du béton se fait mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte quatre opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- La mise en place des armatures dans le coffrage ;
- Le coulage du béton dans le coffrage ;

Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes
- **Résistance aux agents atmosphériques** : Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

En contrepartie, les risques de fissuration constituent un handicap pour le béton armé, et le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

**Son poids volumique est :**

- Béton armé :  $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$  ;
- Béton non armé :  $\gamma_b = 22 \text{ kN/m}^3$  .

### I.2.1.1 Résistance mécanique :

Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

Pour 28 jours < j < 60 jours, on prend :  $f_{cj} = f_{c28}$ .

Pour  $j \geq 60$  jours, on prend  $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$  ; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude, on prend :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  .

**Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} ; \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} .$$

**Définition des états limites :**

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.

Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories:

**Etat limite ultime :**

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

**Etat limite de service :**

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

**I.2.1.2 Déformation et contraintes de calcul :****Etat limite de résistance :**

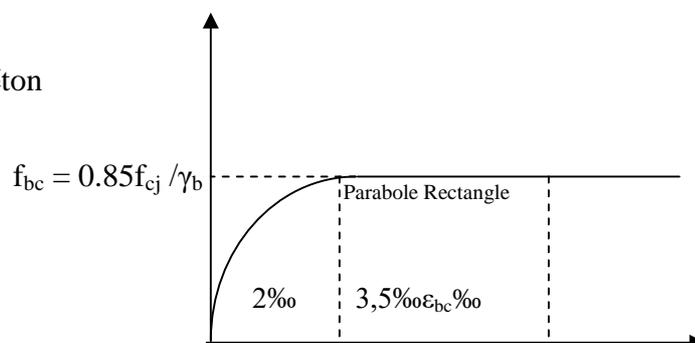
Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole – rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

**Diagramme parabole – rectangle :**

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les Cas.

$\sigma_{bc}$  : contrainte de compression du béton

La contrainte du béton comprimé :



$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad , \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa} ; \text{ Pour le cas générale}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} ; \text{ Pour le cas des combinaisons accidentelles}$$

**Avec:**

$\varepsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression ;

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul pour  $2 \text{ ‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$  ;

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité avec :

$\gamma_b = 1,50$ ; Cas générale;

$\gamma_b = 1,50$ ; Cas des combinaisons accidentelles

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essai sur éprouvettes.

**Etat limite de service :**

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**I.2.1.3 Contrainte admissible de cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable;} \\ \tau_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{array} \right.$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime  $\tau_u$  .

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l

$$\tau_u = \frac{Tu}{b_0 \times d} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Avec : } b_0 : \text{ largeur de la pièce} \\ \quad \quad \quad d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} \tau_u &= \min \left( \frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,34 ; 5 \text{ Mpa}) \\ &= 3,34 \text{ MPa pour une Fissuration peu préjudiciable} \end{aligned}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.50}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \min(2,5; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa pour une Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

#### I.2.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :

##### Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée  $E_{ij}$  du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{ MPa}$$

##### Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

#### I.2.1.5- Module de déformation transversale :

##### Coefficient de poisson :

La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \rightarrow \text{Où } \nu : \text{est le coefficient de poisson.}$$

$\nu = 0$  ; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.) .

$\nu = 0.2$  ; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.) .

#### I.2.2 Les Aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

Ronds lisses bruts obtenue par laminage ;

Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;

Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;

Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal ( $\emptyset$ ). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).

Le poids volumique de l'acier est de : 78.5 kN/m<sup>3</sup> et son module d'élasticité longitudinal est de : 200000 MPa

**I.2.2.1 Diagramme déformation - contrainte :**

Pour notre étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235).

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui a les valeurs suivantes :

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

$\gamma_s = 1,15$  ; Cas général, on a  $\sigma_s = 348 MPa$  ;

$\gamma_s = 1,00$ ; Cas des combinaisons accidentelles, on a  $\sigma_s = 400 MPa$ .

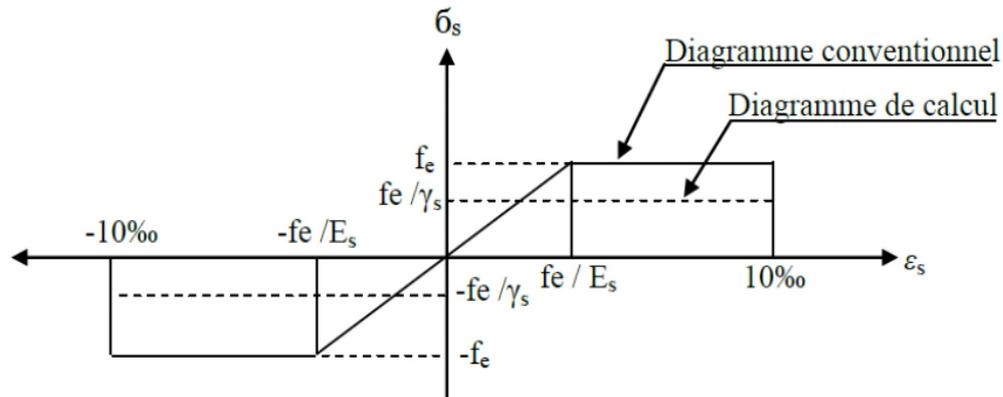


Figure I.2 : Diagramme de déformation – contraintes.

**I.2.2.2 Contraintes limites de traction des armatures :**

$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$  (Pas de limitation) ;.....Fissuration peu préjudiciable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}} \text{ MPa} \right. \\ \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable.} \\ \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \min \left( \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}} \text{ MPa} \right. \\ \sigma_{st} \leq \min \left( \frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Fissuration très préjudiciable.} \\ \sigma_{st} = 165 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ ..... pour rond lisse ;} \\ \eta = 1.6 \text{ Pour hautes adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta = 1.3 \text{ Pour haute adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

$f_e$  : Limite d'élasticité des aciers.

### **I.3 Hypothèse de calcul :**

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- Etats limites de service E.L.S

#### **I.3.1 E.L.U.R :**

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

##### **I.3.1.1 Hypothèses de calcul :**

Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;

Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;

La résistance du béton à la traction est négligée ;

Le raccourcissement du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰ en flexion composé ;}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰ en compression simple.}$$

L'allongement de l'acier est limité à :  $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$  ;

Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :

Le béton en compression ;

L'acier en traction et en compression.

##### **I.3.1.2 Règles des trois pivots :**

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

Par écrasement du béton comprimé.

Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

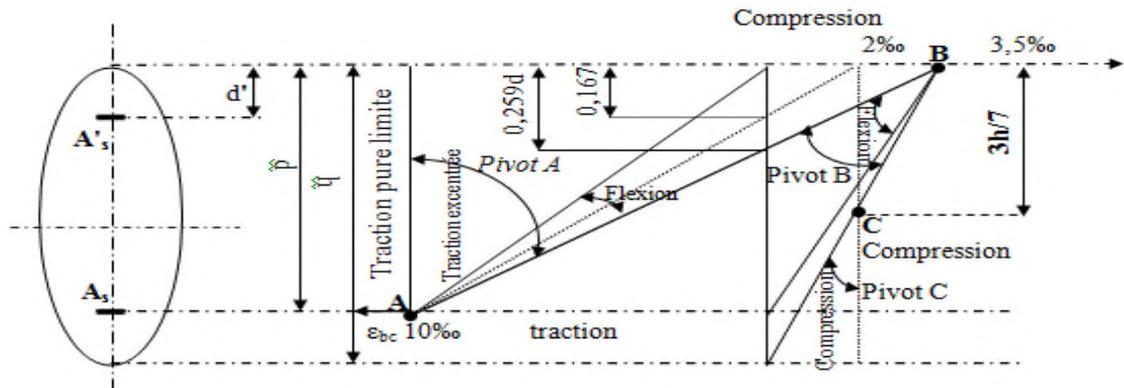


Figure I.3 : Diagramme des déformations limitées de la section

**Règles des trois pivots**

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 <sup>0</sup> / <sub>00</sub>
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 <sup>0</sup> / <sub>00</sub>
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 <sup>0</sup> / <sub>00</sub>

**I.3.2 E.L.S :**

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

**I.3.2.1 Hypothèses de calcul :**

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est néglige ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s ; avec \Rightarrow \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; Coefficient d'équivalence$$

**I.3.2.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :**

**Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :  
1.35G + 1.5.Q

**Etat limite de service :**

Combinaison d'action : G+Q

**Etat accidentel. :**

Les règles parasismiques algériennes RPA99/V2003 ont prévu les combinaisons d'actions

$$\text{suivantes: } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \dots\dots\dots \begin{cases} G : \text{charge permanente ;} \\ Q : \text{charge d'exploitation ;} \\ E : \text{Action sismique ;} \end{cases}$$

**Conclusion :**

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la réalisation de notre structure sont :

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15 \quad f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa} \quad , \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}.$$

## Chapitre – II –

---

### **Pré – dimensionnement et descente de charges**

## Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges

### II.1 Pré dimensionnement des planchers :

#### II.1.1 Epaisseur du plancher :

Le plancher en corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4).

On utilise la condition de la rigidité pour déterminer l'épaisseur des planchers « $h_t$ », il suffit de satisfaire la condition suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{L}{22.5} \quad \text{Avec : } \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale entre nus d'appuis} \end{array}$$

Tableau II. 1: Epaisseur du plancher

$L_{\max}$ (m)	$\frac{L_{\max}}{22.5}$	$h_t$ (cm)	Le choix
4.60	20.44	24	4 cm : dalle de compression 20 cm : corps creux

#### Les caractéristiques géométriques des poutrelles:

Soit  $b_0=12\text{cm}$ .

Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 20 cm et de longueur 53 cm.

La section en travée à considérer est une section en T.

#### La largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{l_n}{2}; \frac{L}{10} \right\}, \quad b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} = \frac{53}{2} = 26.5; \frac{L}{10} = \frac{460}{10} = 46 \right\}$$

$L_n$ : la distance entre nus de deux nervures consécutives

$L$ : la longueur de la nervure.

Donc on prend.  $b_1=26.5\text{cm}$ .

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}$$

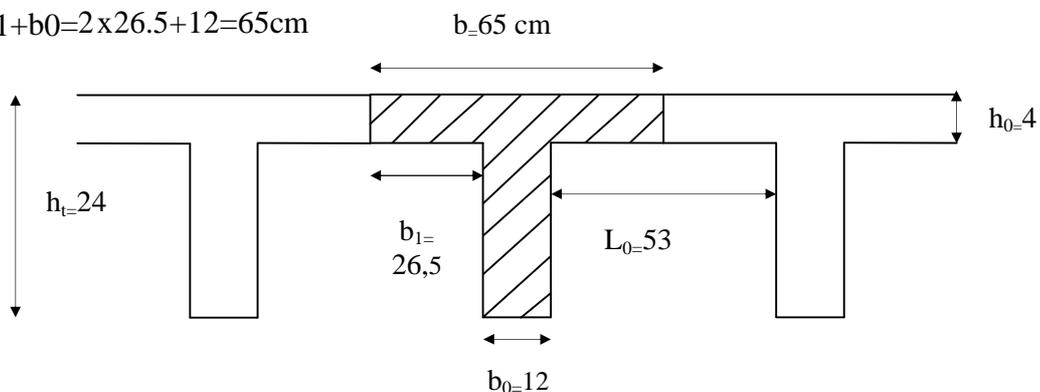


Figure .II.1.Dimensionnement des poutrelles

## II.1.2 Descente de charges :

## Charges permanentes et d'exploitation :

**-Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau II. 2: Descente des charges Plancher (Terrasse)

Désignation de la charge	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	Valeur en $\text{KN}/\text{m}^2$
Couche de gravillon roulé (e=4cm)	20	0.80
Étanchéité multicouche (e=2cm)	6	0.12
Isolation thermique à liège	/	0.66
Forme de pente en béton (5cm)	22	1.1
Plancher à corps creux +dalle de compression (20+4)	/	3.20
Enduit en plâtre (e=2cm)	10	0.20
La charge permanente $G_t$	$\sum G$	6.08
La surcharge d'exploitation $Q_t$		1.00

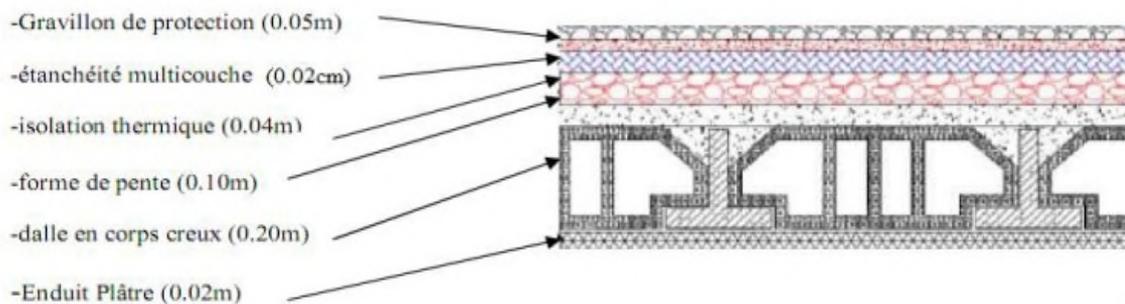
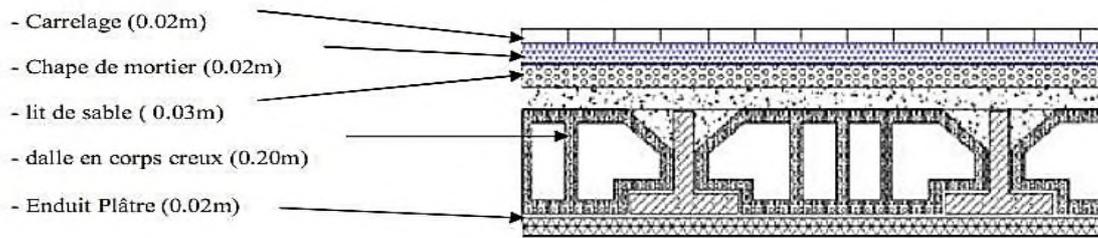
**Planchers étages courants et RDC:**

Tableau II.3 : Descente des charges Plancher (étages : courants/commerciales)

Désignation de la charge	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	Valeur en $\text{KN}/\text{m}^2$
Revêtement en carrelage (2cm)	20	0.40
Mortier de pose (2cm)	20	0.40
Sable fin pour mortier (2cm)	17	0.34
Plancher à corps creux (20+4)	/	3.20
Enduit en plâtre (2cm)	10	0.20
cloison en briques creuses	/	0.90
La charge permanente $G_c$	$\sum G$	5.44
La surcharge d'exploitation étage courante $Q_c$	$\sum Q$	1.50
La surcharge d'exploitation étage de RDC $Q_c$		2.50



Murs de façade :

Tableau II.4 : Descente des charges mur de façade extérieure

Désignation de la charge	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Valeur en $\text{KN/m}^2$
Enduit extérieur en ciment (e =2cm)	18	0.36
Parois extérieure en brique creuse (e =15cm)	/	1.30
Parois intérieure en brique creuse (e =10cm)	/	0.90
Enduit de plâtre (e =1,5)	18	0.27
La charge permanente $G_{\text{Mur ext}}$	$\sum G$	2.83
	$\sum G \times 0.80$	2.26

Murs intérieur :

Tableau II.5 : Descente des charges mur intérieur.

Désignation de la charge	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Valeur en $\text{KN/m}^2$
Enduit extérieur en ciment (e =2cm)	18	0.36
Parois intérieure en brique creuse (e =10cm)	9	0.90
Enduit de plâtre (e =1,5)	18	0.27
La charge permanente $G_{\text{Mur ext}}$	$\sum G$	1.53
	$\sum G \times 0.80$	1.22

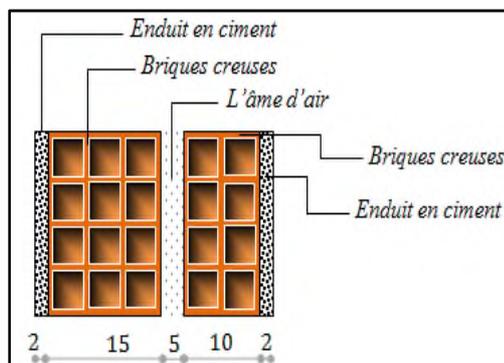


Figure. II.2.Coupe verticale d'un mur extérieur.

**Dalle pleine: (Balcon)**

Tableaux II.6 : Descente des charges dalle pleine (balcon)

Désignation de la charge	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Valeur en $\text{KN/m}^2$
Revêtement en carrelage (e=2cm)	20	0.40
Mortier de pose (e=2cm)	20	0.40
Sable fin pour mortier (e=2cm)	17	0.34
Dalle pleine (e=14cm)	25	3.50
Enduit en ciment (e=2cm)	12	0.36
Cloison en briques creuses	/	0.90
La charge permanente G	$\sum G$	5.90
<b>La surcharge d'exploitation Q</b>	$\sum Q$	3.50

**Planchers en dalle pleine :**

Tableaux II.7 : Descente des charges planchers en dalle pleine:

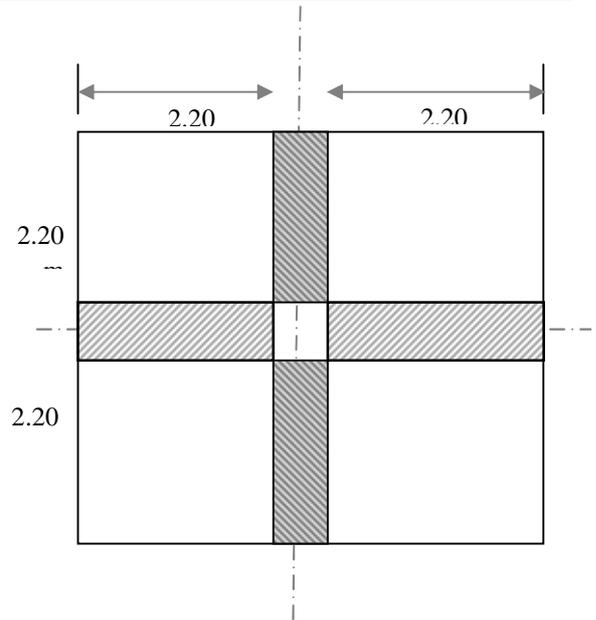
Désignation de la charge	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Valeur en $\text{KN/m}^2$
Revêtement en carrelage (e=2cm)	20	0.40
Mortier de pose (e=2cm)	20	0.40
Sable fin pour mortier (e=2cm)	17	0.34
Dalle pleine (e=15cm)	25	3.50
Enduit en ciment (e=2cm)	12	0.36
Cloison en briques creuses	/	0.90
La charge permanente G	$\sum G$	5.90
<b>La surcharge d'exploitation Q</b>	$\sum Q$	5.00

**II.2. Pré-dimensionnement des poteaux :**

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité

$$S = \{(2.20 * 2.20 + (2.20 * 2.20))\} 2$$

$$S = 19,36 \text{ m}^2$$



**II.3 Pré-dimensionnement des éléments porteurs :**

**II.3.1 Pré-dimensionnement des poutres :**

Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.3 d \leq b \leq 0.4 d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \text{ avec } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{la plus grande portée} \\ d : \text{hauteur utile} \end{array} \right.$$

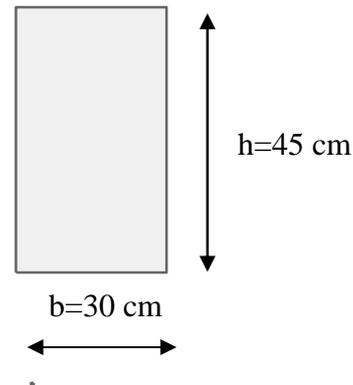
On distingue deux types de poutres :

Poutre principale.

Poutre secondaire.

**Sens transversal : (Poutres Principales)**

$$L_{\max} = 5.00 \text{ m}$$

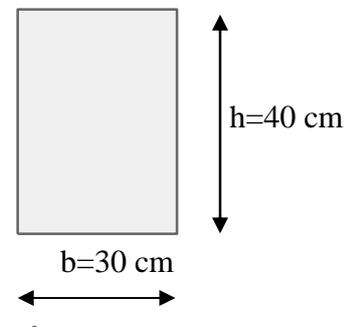


$$\left\{ \begin{array}{l} L = 500 \text{ cm} \\ d = 0.9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 33.33 \leq h_t \leq 50 \\ 12.15 \leq b \leq 16.2 \end{array} \right. \text{ En prend } \left\{ \begin{array}{l} h_t = 45 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le RPA 99 (version 2003), les dimensions doivent

**Vérifier les conditions :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} < 4 \\ b_{\text{Max}} \leq 1.5 h_t + b \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h_t = 45 > 30 \dots \text{condition vérifiée} \\ b = 30 > 20 \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1.5 < 4 \dots \text{condition vérifiée} \\ b = 30 < 97.5 \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$



**Sens longitudinal : (Poutres Secondaires)**

$L_{max} = 5.00 \text{ m}$

$$\begin{cases} L = 500 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 33,33 \leq h_t \leq 50 \\ 10,8 \leq b \leq 14,4 \end{cases}, \text{ En prend } \begin{cases} h_t = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

D’après le RPA 99 (version 2003), les dimensions doivent vérifier les conditions :

$$\begin{cases} h_t \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} < 4 \\ b_{Max} \leq 1,5h_t + b \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h_t = 40 > 30 \dots \text{condition vérifiée} \\ b = 30 > 20 \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 < 4 \dots \text{condition vérifiée} \\ b = 30 < 90 \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

**La surcharge d’exploitation :**

(Utilisation de la loi de dégression) : Soit  $q_0$  la charge d’exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment  $q_1, q_2, q_3 \dots q_n$  les charges d’exploitations respectives des planchers des étages 1,2,3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment n, On adoptera pour le calcul des points d’appui les charges d’exploitation suivantes :

**DTR B.C.2.2 charges permanentes**

**et charges d’exploitation :**

Soit  $Q_0$  la charge d’exploitation couvrant le bâtiment  $Q_1, Q_2, Q_3, Q_n$  les charges d’exploitations respectives des planchers des étages 1,2,3 numérotés a partir du sommet du bâtiment des point d’appui les charges d’exploitation suivants :

Tableau II.8: La charge Permanente: pour les 3 blocs:

Sous toit ou terrasse ..... $Q_0$ Sous dernier étage (étage1)..... $Q_0 + Q_1$ Sous étage inter médiatement inferieur	
(étage 2)	$Nq_2 = q_0 + 0.95 (q_1 + q_2)$
(étage 3)	$Nq_3 = q_0 + 0.90 (q_1 + q_2 + q_3)$
(étage 4)	$Nq_4 = q_0 + 0.85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$
(étage n)	$Nq_n = q_0 + [(3+n)/2n] \times (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$
Le coefficient $(3+n) / 2n$	Etant valable pour $n \geq 5$

<b>A-Bloc n° 01: (RDC+7)</b>		
Niveau	La dégression des charges par niveau	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$N_{q0}=1\text{KN/m}^2$	1.00
06	$N_{q1}=q_0+q_1$	2.50
05	$N_{q2}=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3.85
04	$N_{q3}=q_0+0.90 (q_1+q_2+q_3)$	5.05
03	$N_{q4}=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.10
02	$N_{q5}=q_0+0.80 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7.8
01	$N_{q6}=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	9.25
R.D.C	$N_{q7}=q_0+0.71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	10.59
<b>B-Bloc n° 02 : (RDC+4) avec Sous-sol.</b>		
Niveau	La charge (KN/m <sup>2</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$N_{q0}=1$	1.00
3	$N_{q1}=q_0+q_1$	2.50
2	$N_{q2}=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3.85
1	$N_{q3}=q_0+0.90 (q_1+q_2+q_3)$	5.05
R.D.C	$N_{q4}=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.95
S-SOL1	$N_{q5}=q_0+0.80 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	8.6
S-SOL2	$N_{q5}=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	11.88
<b>C-Bloc n° 03 : (RDC+7)</b>		
Niveau	La dégression des charges par niveau	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$N_{q0}=1\text{KN/m}^2$	1.00
06	$N_{q1}=q_0+q_1$	2.50
05	$N_{q2}=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3.85
04	$N_{q3}=q_0+0.90 (q_1+q_2+q_3)$	5.05
03	$N_{q4}=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.10
02	$N_{q5}=q_0+0.80 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7.00
01	$N_{q6}=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.75
R.D.C	$N_{q7}=q_0+0,71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	9.17

$f_{c28}$ (Mpa)	$f_e$ (Mpa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$
25	400	1.5	1.15

Plancher terrasse :  $G_T = 6.08 \times 19.36 = 117.71 \text{KN}$

Plancher étage courant et commercial :  $G_T = 5.44 \times 19.36 = 105.32 \text{KN}$

Plancher dalle pleine (sous sol) :  $G_T = 5.90 \times 19.36 = 114.22 \text{KN}$

Poutres principales : (30 x45) cm<sup>2</sup>, Poutres secondaires : (30 x40) cm<sup>2</sup>

**II.3.2 Pré-dimensionnement des poteaux :** On a proposé 3 types de coffrages : [ (45x45), (50x50), (55x55) ]; pour les blocs 1 et 3) et 2 type pour le bloc 2: [(50x50), (55x55) ]

Tableau II.9: La charge d'exploitation: pour les 3 blocs:

<b>A-Bloc N°1 : (RDC+7)</b>		
Désignation	Estimation	G ( KN)
Poids de poteau (RDC)	$0.55 \times 0.55 \times 4.59 \times 25$	34.71
Poids du poteau (1 <sup>er</sup> étage)	$0.55 \times 0.55 \times 4.08 \times 25$	30.86
Poids des poteaux (2 <sup>eme</sup> étage)	$0.50 \times 0.50 \times 4.08 \times 25$	25.5
Poids des poteaux (3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> ) étages	$0.50 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	19.13
Poids des poteaux (5 <sup>eme</sup> jusqu'à 7 <sup>eme</sup> ) étages	$0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25$	15.49
Poutre principale	$0.30 \times 0.45 \times 5 \times 25$	16.88
Poutre secondaire	$0.30 \times 0.40 \times 5 \times 25$	15
<b>B-Bloc N°2 : (RDC+4)</b>		
Désignation	Estimation	G ( KN)
Poids du poteau (S-Sol <sub>1</sub> )	$0.55 \times 0.55 \times 3 \times 25$	22.69
Poids du poteau (S-Sol <sub>2</sub> )	$0.55 \times 0.55 \times 3 \times 25$	22.69
Poids du poteau (RDC)	$0.55 \times 0.55 \times 4.59 \times 25$	34.71
Poids du poteau (1 <sup>er</sup> étage)	$0.55 \times 0.55 \times 3.06 \times 25$	23.14
Poids des poteaux (2 <sup>eme</sup> jusqu'à 4 <sup>eme</sup> ) étages	$0.50 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	19.13
Poutre principale	$0.30 \times 0.45 \times 5 \times 25$	16.88
Poutre secondaire	$0.30 \times 0.40 \times 5 \times 25$	15
<b>C-Bloc N°3 : (RDC+7)</b>		
Désignation	Estimation	G ( KN)
Poids de poteau (RDC)	$0.55 \times 0.55 \times 4.59 \times 25$	34.71
Poids du poteau (1 <sup>er</sup> étage)	$0.55 \times 0.55 \times 4.08 \times 25$	30.86
Poids des poteaux (2 <sup>eme</sup> étage)	$0.55 \times 0.55 \times 3.06 \times 25$	23.14
Poids des poteaux (3 <sup>eme</sup> jusqu'à 5 <sup>eme</sup> ) étages	$0.50 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	19.13
Poids des poteaux (6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> ) étages	$0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25$	15.49
Poutre principale	$0.30 \times 0.45 \times 5 \times 25$	16.88
Poutre secondaire	$0.30 \times 0.40 \times 5 \times 25$	15

**Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :  $S = 19.36 \text{ m}^2$**

$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$  ;  $G = n \times (S \times G + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot})$  avec  $n =$  le nombre de niveaux en dessus du poteau.

Tableau II.10: Les charges sur poteaux du Bloc1

**A-Bloc n°1 :**

Niv	Désignation des éléments et le calcul	G(KN)	GT (kn)	NQ(kn/m <sup>3</sup> )
$N_0$	Plancher terrasse	117.71	165.08	1
	Poutre principale	16.88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	15.49		
$N_1$	Plancher étage courant (6 <sup>ème</sup> )	105.32	[165.08+ 152.69] = 317.77	2.5
	Poutre principale	16.88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	15.49		
$N_2$	Plancher étage courant (5 <sup>ème</sup> )	105.32	[317.77+156.33] = 474.10	3.85
	Poutre principale	16.88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	19.13		
$N_3$	Plancher étage courant (4 <sup>ème</sup> )	105.32	[374.10+156.33] = 630.43	5.05
	Poutre principale	16.88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	19.13		
$N_4$	Plancher étage courant (3 <sup>ème</sup> )	105.32	[630.43+156.33] = 786.76	6.10
	Poutre principale	16.88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	19.13		
$N_5$	Plancher 2 <sup>ème</sup> étage commercial	105.32	[786.76+168.06] =954.82	7.80
	Poutre principale	16,88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	30.86		
$N_6$	Plancher 1 <sup>ère</sup> étage commercial	105.32	[954.82+168.06] ]= 1122.88	9.25
	Poutre principale	16.88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	30.86		
$N_7$	Plancher RDC étage commercial	105.32	[1122.88+171.91] = 1294.79	10.59
	Poutre principale	16.88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	34.71		
		$\sum G$	1294.79	17.64 x 10.59 = 186.81

**Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :**

$$N_u = 1.35N_G + 1.50N_Q ; N_u = 1.35(1294.79) + 1.5(186,81) = \mathbf{2028.18 \text{ KN}}$$

**On majore les efforts :**  $1.1 \times 2028.18 = 2231 \text{ KN}$ , Alors :  $N_u = \mathbf{2231 \text{ KN}}$ .

**Détermination de la section du poteau (a x b) :**

**Détermination de (a):**

**Vérification du flambement :**

Le poteau à dimensionner est de section rectangulaire (a x b), on doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'ait pas de flambement c'est-à-dire :

Exemple de calcul : Vérification du poteau du RDC (le plus élancé)

$$\lambda \leq 50, \lambda \leq \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times L_0}{i}$$

$$\text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times b \times a}} = 0.289 a$$

$$\text{On a : } L_0 = 4.59 \text{ m; } L_f = 321.3 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{321.3}{0.289 \times a} < 50 \Rightarrow a \geq \frac{321.3}{0.289 \times 50} = 22.24 \text{ cm}$$

On prend :  $\mathbf{a = 55 \text{ cm}}$

**Détermination de (b) :**

Selon la règle de B.A.E.L.91, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

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

$$A_s = 0.7\% \times B_r \rightarrow \text{zone..01....(Tiaret)} ; A_s = 0.7\% \times (a-2) \times (b-2) = 0.336 \times (b-2)$$

$$B_r = (50-2) \times (b-2) = 48 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

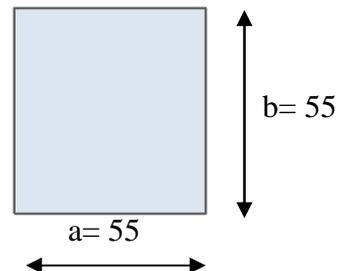
$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times L_0}{i} = \frac{0.7 \times L_0}{0.289 a} = \frac{0.7 \times 459}{0.289 \times 55} = 20.21 \quad \alpha = \frac{0.85}{\left[ 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[ 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} \Rightarrow \frac{0.85}{\left[ 1 + 0.2 \left( \frac{20.21}{35} \right)^2 \right]} \Rightarrow \alpha = 0.79$$

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow 2231 \leq 0.79 \left[ \frac{48 \times (b-2) \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.336 \times (b-2) \times 400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$2231 \leq 79.46 [b-2] \Rightarrow b \geq 28.08 + 2 = 30.08 \text{ cm}$$

**Sachant que : On prend ; b = 55cm.**



Vérification des conditions du RPA 99 (Version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) > 30 \\ \text{Min}(a, b) > \frac{h_c}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) = 55 > 30 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ \text{Min}(a, b) = 55 > \frac{459}{20} = 22.95 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ 0.25 < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Dans le tableau qui suit-on trouve le dimensionnement :

Tableau II.11 : Pré dimensionnement des poteaux du Bloc1

	Poteaux		Poutres principales		Poutres secondaires	
	a(cm)	b (cm)	h(cm)	b (cm)	h(cm)	b (cm)
RDC → 2 <sup>eme</sup> étage	55	55	45	30	40	30
3 <sup>eme</sup> → 5 <sup>eme</sup> étage	50	50	45	30	40	30
6 <sup>eme</sup> → 7 <sup>eme</sup> étage	45	45	45	30	40	30

Tableau II.12: Les charges sur poteaux du Bloc2

B-Bloc n°2 :

Niv	Désignation des éléments et le calcul	G(KN)	GT (kn)	NQ(kn/m <sup>3</sup> )
N <sub>0</sub>	Plancher terrasse	117.71	168.72	1
	Poutre principale	16.88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	19.13		
N <sub>1</sub>	Plancher étage courant (6 <sup>eme</sup> )	105.32	[168.72+ 156.33] = 325.05	2.5
	Poutre principale	16.88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	19.13		
N <sub>2</sub>	Plancher étage courant (5 <sup>eme</sup> )	105.32	[325.05+156.33] = 481.38	3.85
	Poutre principale	16.88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	19.13		
N <sub>3</sub>	Plancher étage courant (4 <sup>eme</sup> )	105,32	[481.38+160.34] = 641.72	5.05
	Poutre principale	16,88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	23.14		

$N_4$	Plancher RDC	105.32	[641.72+171.91] = 813.63	6.95
	Poutre principale	16.88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	34.71		
$N_5$	Sous-sol1	105,32	[813.63+159.89] = 973.52	8.6
	Poutre principale	16,88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	22.69		
$N_6$	Sous-sol2	114,22	[973.52+168.79] =1142.31	11.88
	Poutre principale	16.88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	22.69		
		$\sum G$	1142.31	17.64 x 11.88 = 209.56

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1.35N_G + 1.50N_Q ; N_u = 1.35(1142.31) + 1.5(209.56) = \mathbf{1856.46 \text{ KN}}$$

On majore les efforts :  $1.1 \times 1856.46 = 2042.11 \text{ KN}$ , Alors :  $N_u = \mathbf{2042.11 \text{ KN}}$ .

Détermination de la section du poteau (a x b) :

Détermination de (a):

Vérification du flambement :

Le poteau à dimensionner est de section rectangulaire (a x b), on doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'ait pas de flambement c'est-à-dire :

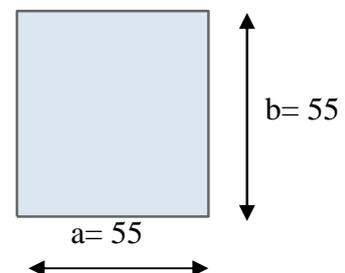
Exemple de calcul : Vérification du poteau du RDC (le plus élancé)

$$\lambda \leq 50, \lambda \leq \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times L_0}{i}$$

$$\text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times b \times a}} = 0.289 a$$

$$\text{On a : } L_0 = 4.59 \text{ m; } L_f = 321.3 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{321.3}{0.289 \times a} < 50 \Rightarrow a \geq \frac{321.3}{0.289 \times 50} = 22.24 \text{ cm}$$



On prend :  $\mathbf{a = 55 \text{ cm}}$

**Détermination de (b) :**

Selon la règle de B.A.E.L.91, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

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

$$A_s = 0.7\% \times B_r \rightarrow zone..01....(Tiaret) ; A_s = 0.7\% \times (a - 2) \times (b - 2) = 0.336 \times (b - 2)$$

$$B_r = (50 - 2) \times (b - 2) = 48 \times (b - 2) cm^2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times L_0}{i} = \frac{0.7 \times L_0}{0.289a} = \frac{0.7 \times 459}{0.289 \times 55} = 20.21$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[ 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} , \alpha = \frac{0.85}{\left[ 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} \Rightarrow \frac{0.85}{\left[ 1 + 0.2 \left( \frac{20.21}{35} \right)^2 \right]} \Rightarrow \alpha = 0.79$$

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow 2042.11 \leq 0.79 \left[ \frac{48 \times (b - 2) \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.336 \times (b - 2) \times 400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$2042.11 \leq 79.46 [b - 2] \Rightarrow b \geq 25.70 + 2 = 27.70 cm$$

Sachant que : On prend **b = 55cm**

Vérification des conditions du RPA 99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) > 30 \\ \text{Min}(a, b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) = 55 > 30 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ \text{Min}(a, b) = 55 > \frac{459}{20} = 22.95 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ 0.25 < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**Dans le tableau qui suit-on trouve le dimensionnement :**

Tableau II.13: pré dimensionnement des poteaux du Bloc2

	Poteaux		Poutres principales		Poutres secondaires	
	a(cm)	b (cm)	h(cm)	b (cm)	h(cm)	b (cm)
<i>Sous - Sol</i> <sub>(1-2)</sub> → <i>RDC</i> → 1 <sup>ere</sup> étage	55	55	45	30	40	30
2 <sup>eme</sup> → 4 <sup>eme</sup> étage	50	50	45	30	40	30

Tableau II.14: Les charges sur poteaux du Bloc3

## C-Bloc n°3 :

Niv	Désignation des éléments et le calcul	G(KN)	GT (kn)	NQ(kn/m <sup>3</sup> )
N <sub>0</sub>	Plancher terrasse	117.71	165.08	1
	Poutre principale	16.88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	15.49		
N <sub>1</sub>	Plancher étage courant (6 <sup>ème</sup> )	105.32	[165.08+ 152.49] = 317.77	2.5
	Poutre principale	16.88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	15.49		
N <sub>2</sub>	Plancher étage courant (5 <sup>ème</sup> )	105.32	[317.77+156.33] = 474.10	3.85
	Poutre principale	16.88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	19.13		
N <sub>3</sub>	Plancher étage courant (4 <sup>ème</sup> )	105.32	[474.10+156.33] = 630.43	5.05
	Poutre principale	16,88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	19.13		
N <sub>4</sub>	Plancher étage courant (3 <sup>ème</sup> )	105.32	[630.43+156.33] =786.76	6.10
	Poutre principale	16.88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	19.13		
N <sub>5</sub>	Plancher 2 <sup>ème</sup> étage commercial	105.32	[786.76+160.34] = 947.10	7.00
	Poutre principale	16,88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	23.14		
N <sub>6</sub>	Plancher 1 <sup>ère</sup> étage commercial	105.32	[947.10+ 168.06 ] = 1115.16	7.75
	Poutre principale	16.88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	30.86		
N <sub>7</sub>	Plancher RDC étage commercial	105.32	[1115.16+171.91] = 1287.07	9.17
	Poutre principale	16.88		
	Poutre secondaire	15		
	Poteau	34.71		
		$\sum G$		1287.07

**Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :**

$$N_u = 1.35N_G + 1.50N_Q ; N_u = 1.35(1287.07) + 1.5(161.76) = \mathbf{1980.18 \text{ KN}}$$

**On majore les efforts :**  $1.1 \times 1980.18 = 2178.20 \text{ KN}$ , Alors :  $N_u = \mathbf{2178.20 \text{ KN}}$ .

**Détermination de la section du poteau (a x b) :**

**Détermination de (a):**

**Vérification du flambement :**

Le poteau à dimensionner est de section rectangulaire (a x b), on doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'ait pas de flambement c'est-à-dire :

Exemple de calcul : Vérification du poteau du RDC (le plus élancé)

$$\lambda \leq 50, \lambda \leq \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times L_0}{i}$$

$$\text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times b \times a}} = 0.289 a$$

On a :  $L_0 = 4.59 \text{ m}$ ;  $L_f = 321.3 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{321.3}{0.289 \times a} < 50 \Rightarrow a \geq \frac{321.3}{0.289 \times 50} = 22.24 \text{ cm}$$

On prend :  $a = \mathbf{55 \text{ cm}}$

**Détermination de (b) :**

Selon la règle de B.A.E.L.91, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

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

$$A_s = 0.7\% \times B_r \rightarrow \text{zone}.01 \dots (\text{Tiaret}) ; A_s = 0.7\% \times (a - 2) \times (b - 2) = 0.336 \times (b - 2)$$

$$B_r = (50 - 2) \times (b - 2) = 48 \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times L_0}{i} = \frac{0.7 \times L_0}{0.289 a} = \frac{0.7 \times 459}{0.289 \times 55} = 20.21$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[ 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} ; \alpha = \frac{0.85}{\left[ 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} \Rightarrow \frac{0.85}{\left[ 1 + 0.2 \left( \frac{20.21}{35} \right)^2 \right]} \Rightarrow \alpha = 0.79$$

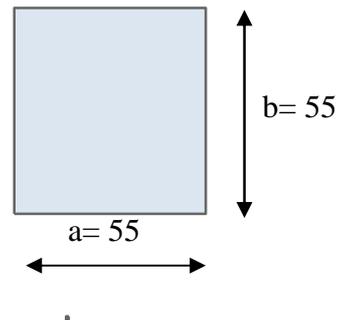
$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow 2178.20 \leq 0.79 \left[ \frac{48 \times (b - 2) \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.336 \times (b - 2) \times 400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$2178.20 \leq 79.46 [b - 2] \Rightarrow b \geq 27.41 + 2 = 29.41 \text{ cm}$$

Sachant que : On prend  $b = \mathbf{55 \text{ cm}}$

Vérification des conditions du RPA 99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) > 30 \\ \text{Min}(a, b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) = 55 > 30 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \text{Min}(a, b) = 55 > \frac{459}{20} = 22.95 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 0.25 < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$



Dans le tableau qui suit-on trouve le dimensionnement :

Tableau II.15: Les dimensionnements des portiques

	Poteaux		Poutres principales		Poutres secondaires	
	a(cm)	b (cm)	h(cm)	b (cm)	h(cm)	b (cm)
RDC → 2 <sup>eme</sup> étage	55	55	45	30	40	30
3 <sup>eme</sup> → 5 <sup>eme</sup> étage	50	50	45	30	40	30
6 <sup>eme</sup> → 7 <sup>eme</sup> étage	45	45	45	30	40	30

**II.3. Calcul des escaliers :**

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

Dans notre projet on a deux types d'escalier :

Type I : 3 Volées.

Type II : 4 Volées

**Dimensionnement des escaliers: (RDC).**

**Type I : étage courant:**

**Les marches :**

Pour les dimensions des marches "g" et des contre marches

"h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:  $59 \leq 2h+g \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(1)$

Avec :h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche, On prend  $2h+g=64\text{cm}$

H : hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ( $H = n \cdot h = \frac{h_e}{2}$ )

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée :  $L = (n - 1)g$

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$  ,  $L = (n-1) \cdot g \Rightarrow g = L/(n-1)$

**D'après BLONDEL on a :** 
$$\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

Et puis :  $m n^2 - (m+1 + 2H) n + 2H = 0 \dots\dots\dots(2)$

**Pour la volée (1) et (3) :**

Avec :  $m=64$  et  $H = 102\text{cm}$  et  $L= 180 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient :  $64n^2 - 448 n + 204 = 0$

La solution de l'équation est :  $n = 7$  contre marches

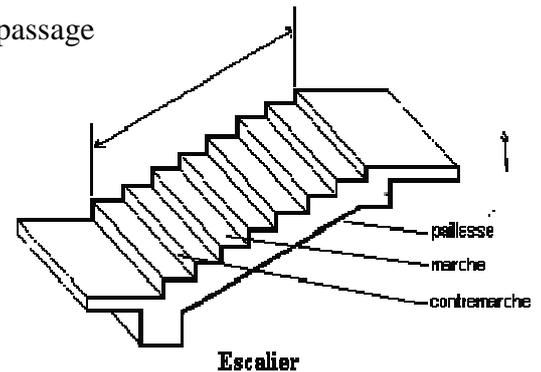
Donc le nombre de marche  $n-1= 6$  marches.

**Puis:** 
$$h = \frac{H}{n} = \frac{102}{7} = 14,57 \dots h = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{6} = 30$$
 ; D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \dots\dots\dots; 2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et } 59 < 64 < 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches avec  $g = 30 \text{ cm}$  et  $h = 17 \text{ cm}$ .



$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos\alpha = 0,87$$

**Pour la volée (2) :**

Avec :  $m=64$  et  $H = 127,5\text{cm}$  et  $L= 210\text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient :  $64n^2 - 512n + 238 = 0$

La solution de l'équation est :  $n = 8$  contre marches

Donc le nombre de marche  $n-1= 7$  marches.

$$\text{Puis: } h = \frac{H}{n} = \frac{127,5}{8} = 15,94\text{cm} \dots h = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{7} = 30\text{cm} ; \text{ D'après la formule de BLONDEL on a :}$$

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \dots; 2 \times 17 + 30 = 64\text{ cm} \quad \text{et } 59 < 64 < 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 7 marches avec  $g = 30\text{ cm}$  et  $h = 17\text{ cm}$ .

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0,548 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos\alpha = 0,87$$

**B) Epaisseur de la pailasse ( $e_v$ ):**

$$\left( \frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \right) \Leftrightarrow \left( \frac{l}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{l}{20 \cos \alpha} \right) \Rightarrow \left( \frac{210}{30 \times 0,87} < e_v < \frac{210}{20 \times 0,87} \right)$$

$$8,05 < e_v < 12,07 \quad . \text{ On adopte : } e_v = 12\text{ cm}$$

**C) Epaisseur de palier ( $e_p$ ):**

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,80\text{ cm}; \rightarrow \text{On adopte : } e_p = 14\text{ cm}.$$

**Type 2: escalier a trois volées avec 2 paliers de repos :**

**Pour la volée (1) :**

Avec :  $m=64$  et  $H = 153\text{cm}$  et  $L= 240\text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient :  $64n^2 - 610n + 306 = 0$

La solution de l'équation est :  $n = 9$  contre marches

Donc le nombre de marche  $n-1= 8$  marches.

$$\text{Puis: } h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{8} = 30\text{cm} ; \text{ D'après la formule de BLONDEL on a :}$$

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \dots; 2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et } 59 < 64 < 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches avec  $g = 30\text{ cm}$  et  $h = 17\text{ cm}$ .

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos\alpha = 0,87$$

**Pour la volée (2) :**

Avec :  $m=64$  et  $H = 153\text{cm}$  et  $L= 240\text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient :  $64n^2- 610n + 306 = 0$  ; La solution de l'équation est :  $n = 9$  contre marches ; Donc le nombre de marche  $n-1= 8$  marches.

**Puis:** 
$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$
 ; D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \dots\dots; 2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et } 59 < 64 < 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 7 marches avec  $g = 30\text{ cm}$  et  $h = 17\text{ cm}$ .

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0,548 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos\alpha = 0,87$$

**B) Epaisseur de la paille (e<sub>v</sub>):**

$$\left( \frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \right) \Leftrightarrow \left( \frac{l}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{l}{20 \cos \alpha} \right) \Rightarrow \left( \frac{270}{30 \times 0,87} < e_v < \frac{270}{20 \times 0,87} \right)$$

$10,34 < e_v < 15,52$  . On adopte :  $e_v = 12\text{ cm}$

**C) Epaisseur de palier (e<sub>p</sub>):**

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,80\text{ cm}$$

On adopte :  $e_p = 14\text{ cm}$ .

**D) Evaluation des charges et des surcharges :**

**Paillasse :**

Tableau II.16:La: Descente des charges (Paillasse)

Désignation	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	poids $\text{KN/m}^2$
Revêtement en carrelage horizontal (e=2cm)	0,02x20	0,40
Mortier de ciment horizontal (e=2cm)	0,02x20	0,40
Lit de sable (e=2cm)	0,02x18	0,36
Revêtement en carrelage vertical (e=2cm) C.H x h/g	0,02x20x17/30	0,23
Mortier de ciment vertical (e=2cm) M.H x h/g	0,02x20x17/30	0,23
Poids propre de la paillasse : $e_p(12) \cdot \frac{\gamma_b}{\cos \alpha}$	0,12x25/0,87	3,44
Poids propre des marches $22 \times \frac{h}{2}$	22x0,17/2	1,87
Garde- corps	/	0,10
Enduit en plâtre (e = 2 cm)	10x0,02/0,87	0,23
Charge permanente G		7,26
Surcharge d'exploitation Q		2,5

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q_{U1} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1m = 13,55 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser1} = (G + Q) \cdot 1m = 9,76 \text{ KN/ml}$$

Palier :

Tableau II.17: La Descente des charges (Palier)

Désignation	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	Poids $\text{KN/m}^2$
Carrelage (e=2cm)	0,02x20	0,40
Mortier de pose (e=2cm)	0,02x20	0,40
Lit de sable (e=2cm)	0,02x18	0,36
Poids de propre du palier $e_p = (14\text{cm})$	0,14x25	03,5
Enduit de plâtre (e=2cm)	0,02x10	0,20
Charge permanente G		4,86
Surcharge d'exploitation Q		2,5

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q_{U2} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1m = 10,31 \text{ KN/ml}$$

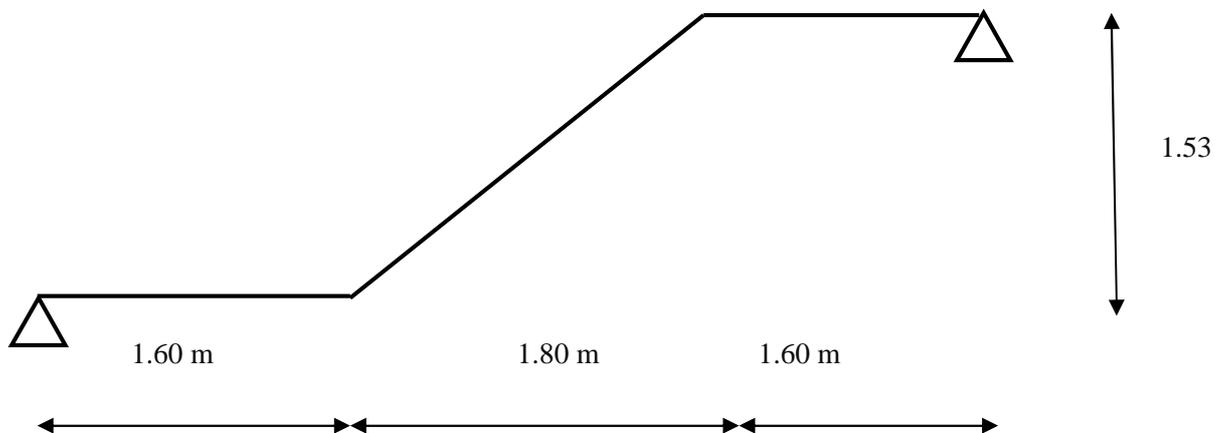


Figure. II.3. Coupe verticale escalier.

$$Q_{ser2} = (G + Q) \cdot 1m = 7,36 \text{ KN/ml}$$

Dans le tableau qui suit-on trouve les dimensionnements de l'escalier:

Tableau II.18: les dimensionnements de l'escalier

Blocs	Niveau	Types volées	Volée	H <sub>volée</sub> (cm)	( $\alpha$ )	L <sub>volée</sub> (cm)	N <sup>bre</sup> des marches
1 et 3	RDC (4.59 m)	4	1 et 3	102	29.54°	180	6
			2 et 4	127.5		210	7
3		1 et 3	153	240		8	
		2		240		8	
1 et 3	Etage commerciale (4.08 m)	4	1 et 3	102		150	5
			2 et 4			150	5
3		1 et 3	136	210		7	
		2		210		7	
1, 2 et 3	Etage courante (3.06 m)	4	1 et 3	68	120	4	
			2 et 4	85	150	5	
Contre marche							17 cm
marche							30 cm
Epaisseur de palier							12 cm
Epaisseur de palliase							14 cm

## Les Voiles :

## II.3.4.1 Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99.

Les murs en béton servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

## D'après le RPA 99(article 7.7.1):

« Les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4a$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.»

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

L'épaisseur minimale est 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 indiquées à la Figure.

## II.3.4.2 Conditions de rigidité. Dans notre cas :

## Pour le sens y (sens porteur):

$$h_{e_{\max}} = h_e - h_{pou} = 4.59 - 0.45 = 4.19m \quad ; \text{ Avec : } h_e : \text{ hauteur R.D.C}$$

$h_{pou}$  : Hauteur de poutre

D'où :

$$a \geq \frac{419}{20} = 20.95cm \quad , \text{ On prend : } a = 25cm$$

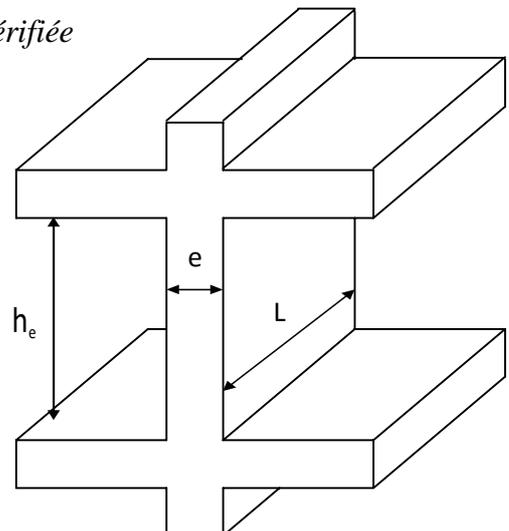
En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le RPA 99, est de  $e = 15$  cm.

## II.3.4.3 Vérification de la largeur: (Art 7.7.1)

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

$$L_{\min} \geq 4a \Leftrightarrow 460cm > 4 \times 25 = 100cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Figure. II.4 Coupe d'un voile en élévation.



### II.1.7. Acrotère :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé, pour éviter l'infiltration des eaux pluviales.

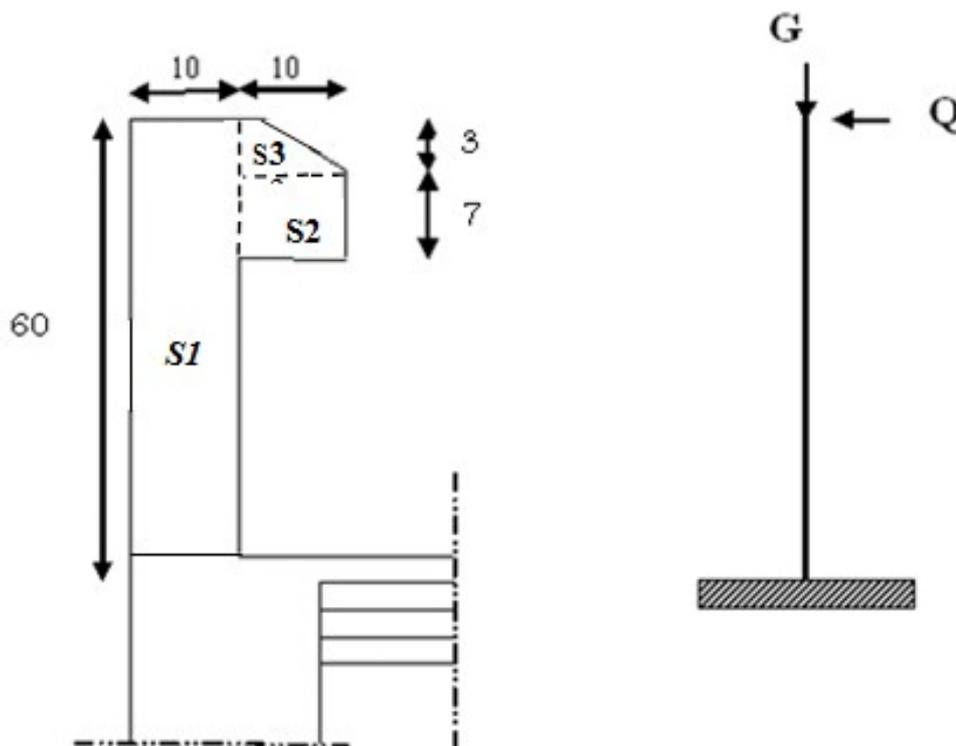
L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse; elle est soumise à son poids propre « G » et à la surcharge d'exploitation « Q » due à la main courante qui crée un moment « MQ » au niveau de l'encastrement.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de un mètre linéaire, la fissuration étant prise préjudiciable.

**Surface:**  $S1+S2+ S3= (0,1\times 0,6+0,07\times 0,1+0,1\times 0,03\times 0,5$

$$ST=0,0685 \text{ m}^2.$$

$$GA= ST \times 25= 0.0685 \times 25 ; GA= 1,71 \text{ Kn/m}^2$$





**Chapitre – III –**

---

**Etude des éléments non structuraux**

**III.1. Les balcons:****III.1.1. Méthode de calcul:**

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à:

G: Poids propre de la console.

Q: Surcharged'exploitation.

P: charge concentrée due au poids de murs extérieurs et l'acrotère.

On a choisie la longueur la plus défavorable  $L=1,70m$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{20} = \frac{170}{20} = 8,5cm$$

Pour une bonne isolation acoustique  $h_0 \geq 12cm$ , nous allons prendre  $h_0 = 14cm$ .

$h_0$ : épaisseur du balcon.

**III.1.2. Étage courant:**

- Charge Permanente:  $G = 5,90KN / m^2$ .
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 3,5KN / m^2$ .

**III.1.3. Calcul des sollicitations :**

La hauteur du mur:  $h=0,90m$ .

On prend une bande de 1m.

$$La\ charge\ P = 1,53KN / m^2 \times 0,90m \times 1,00m = 1,38KN$$

**III.1.4. Les combinaisons d'action:****III.1.4.a. ELS :**

$$q_s = G + Q = 9,4KN / ml.$$

$$p_s = P = 1,38KN.$$

$$M_a = \left( \frac{ql^2}{2} + Pl \right) = \left( \frac{9,4 \times 1,7^2}{2} + 1,38 \times 1,70 \right) = 15,93KN.m$$

$$T_a = (ql + p) = (9,4 \times 1,70) + 1,38 = 17,36KN.$$

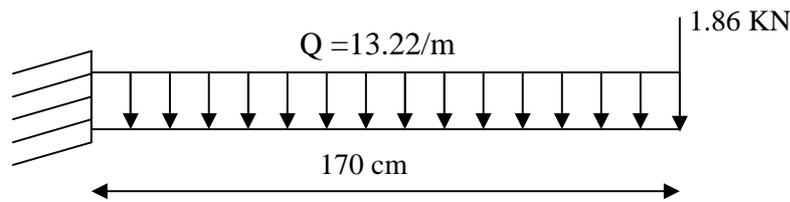
**III.1.4.b. ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,90) + (1,5 \times 3,5) = 13,22KN / ml.$$

$$p_u = 1,35P = 1,35 \times 1,38 = 1,86KN / ml.$$

$$M_a = \left( \frac{ql^2}{2} + Pl \right) = \left( \frac{13,22 \times 1,7^2}{2} + 1,86 \times 1,70 \right) = 22,26KN.m$$

$$T_a = (ql + p) = (13,22 \times 1,70) + 1,86 = 24,33KN.$$



### III.1.5. Calcul du ferrailage à l'E.L.U:

On a étudié le balcon le plus sollicité : fissuration peu préjudiciable

On prend :  $C = 2\text{cm}$  ;  $h = 14\text{ cm}$  ;  $d = 0,9 \times h = 12,6\text{cm}$  ;  $b = 1\text{ml}$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{22,26 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,2} = 0,099 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,099)}\right) = 0,13$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,13) = 0,948$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{Mpa}$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{22,26 \times 10^3}{0,948 \times 12,6 \times 348} = 5,36\text{cm}^2 / \text{ml}$$

### III.1.6. Vérification:

#### III.1.6.a : Vérification à l'E.L.U:

- Condition de non fragilité : selon le BAEL 91, Modif 99

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12,6 \times \frac{2,1}{400} = 1,521\text{cm}^2 / \text{ml}$$

- Pourcentage minimal : BAEL91, Modif 99

$$A_L = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 14 = 1,4\text{cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement : BAEL 91, Modif 99

$$T_u = 24,33\text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{24,33 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0,19\text{Mpa}.$$

Comme la fissuration est préjudiciable:

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5\text{Mpa}\right) = 3,33\text{Mpa}.$$

$$\bar{\tau} = 3,33\text{Mpa} > \tau_u = 0,19\text{Mpa}.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

#### III.1.6.b: Verification à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{22,26}{15,93} = 1,40$$

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right) \Rightarrow \left(\frac{1,40-1}{2}\right) + \left(\frac{25}{100}\right) = 0,45 < \bar{\alpha} = 0,13 \Rightarrow c.v$$

Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de  $\sigma_b$

Comme la fissuration est peu préjudiciable, alors pas de vérification de  $\sigma_s$ .

Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification a E.L.S.

**Donc :**  $A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; AL) = \max (5,36 ; 1,521 ; 1.4) \text{ cm}^2$ .

$A = 5,36 \text{ cm}^2$ . ; On prend :  $A = 5T12$  (Soit  $5,65 \text{ cm}^2$ )

**III.1.6.1: Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2. ; \text{ On prend : } A_r = 4T10 \text{ (Soit } 3,14 \text{ cm}^2)$$

**III.1.6.2: Espacement des armatures :**

**III.1.6.2.a: Armature longitudinal:**

- $SL \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .
- $SL = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$  ; Soit :  $SL = 25\text{cm}$

**III.1.6.2.b: Armature de répartition :**

- $Sr \leq \min (4.h; 45 \text{ cm}) = \min (56\text{cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .
- $SL = 100/ 4 = 25 \text{ cm}$  ; Soit :  $Sr = 25 \text{ cm}$ .

**III.1.7. Calcul de la flèche: BAEL 91(ART : B.6.5.1) :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{170} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,0824 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 12,6} \leq \frac{4,20}{400} \Rightarrow 0,0045 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_T = 0}{10M_0} \Rightarrow \frac{14}{170} \geq \frac{0}{16} \Rightarrow 0,08 \geq 0,00 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n’impose pas.

**III.1.8. Ferrailage des balcons:**

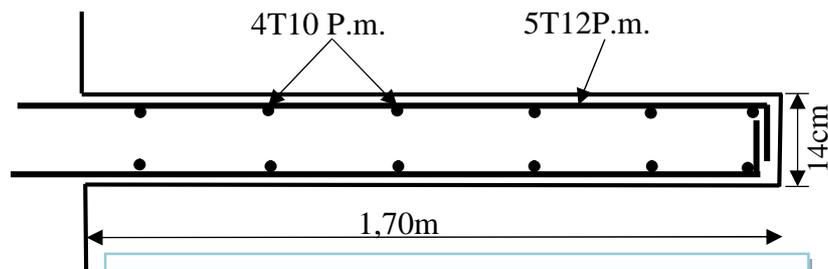


Figure III.1.1 Ferrailage du balcon

III.2. Les escalier :

III.2.1. Introduction:

L'escalier se calcul comme une poutre à section rectangulaire travaillant à flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur à l'aide de RDM 6. Notre bâtiment contient un seul type d'escalier.

III.2.2. Les charges appliquées :

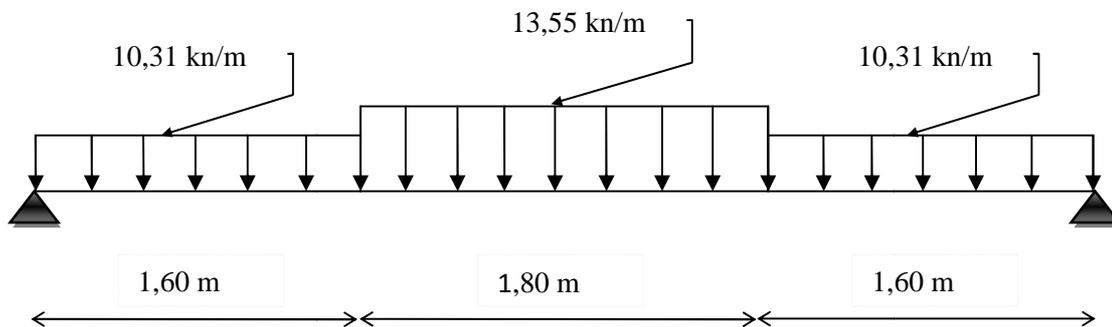
	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	7,26	2,5
Palier	4,86	2,5

III.2.3. Combinaisons traction :

	Palier (KN/ml)	Paillasse (KN/ml)
E.L.U	10,31	13,55

$$E.L.U : q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{13,55 - 10,31}{10,31} = 0,31 = 31\% > 10\% , \text{ On garde le schéma statique réel.}$$



Calcul des sollicitations se fait en utilisant ( RDM6 )

A) Moments fléchissant à E.L.U:

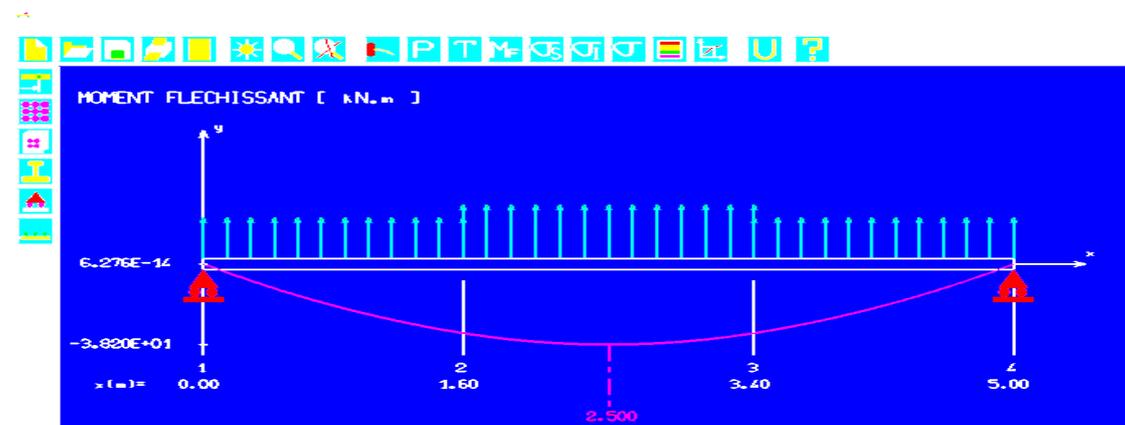


Figure III.4. Moments fléchissant a ELU

**B) Efforts Tranchants à E.L.U:**

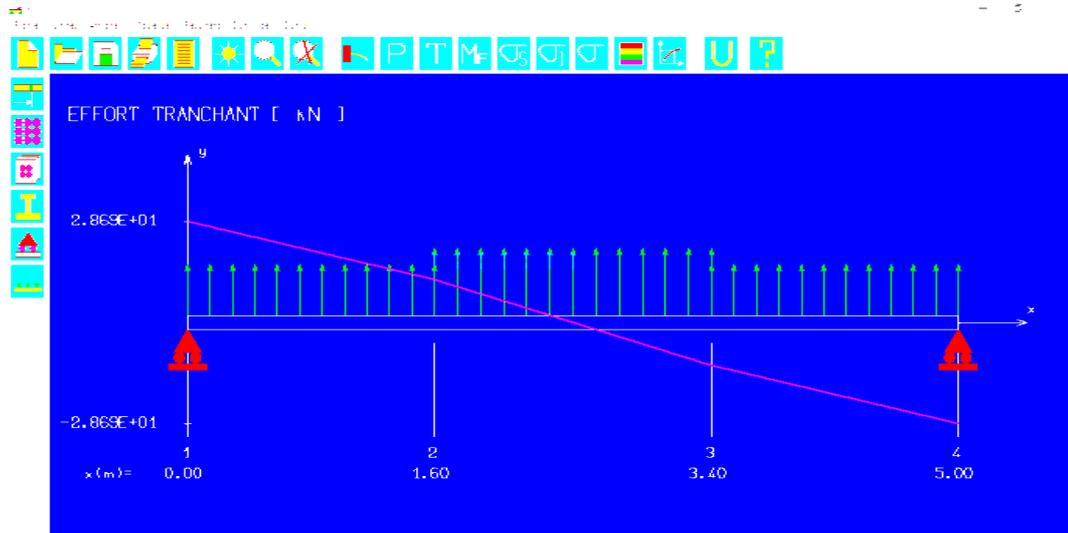


Figure III.5. Efforts Tranchants à E.L.U.

Moment isostatique :  $M_0 = 38,20KN.m$ .

Moments sur appuis :  $M_a = 0,4 \times M_0 = 15,28KN.m$

Moments en travée :  $M_t = 0,85 \times M_0 = 32,47KN.m$

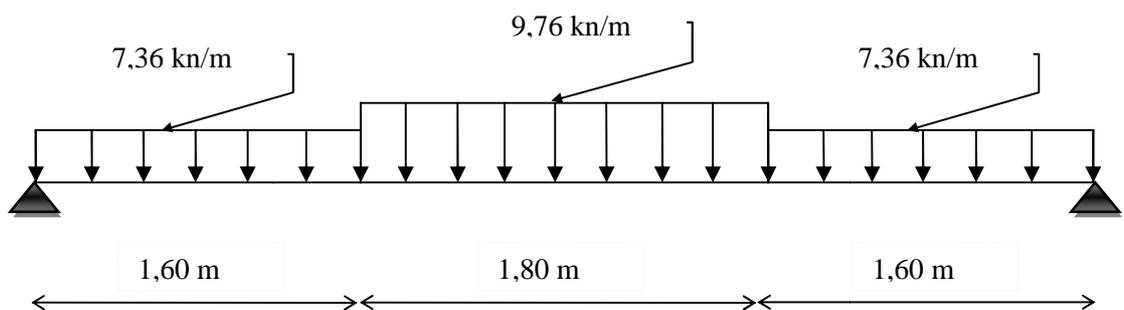
L'effort tranchant :  $T_u = 28,69KN$ .

E.L.S :  $q_{ser} = G + Q$

	Palier (KN/ml)	Paillasse (KN/ml)
E.L.S	7,36	9,76

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{9,76 - 7,36}{7,36} = 0,32 = 32\% > 10\%$$

On garde le schéma statique réel.



A) Moments fléchissant à E.L.S

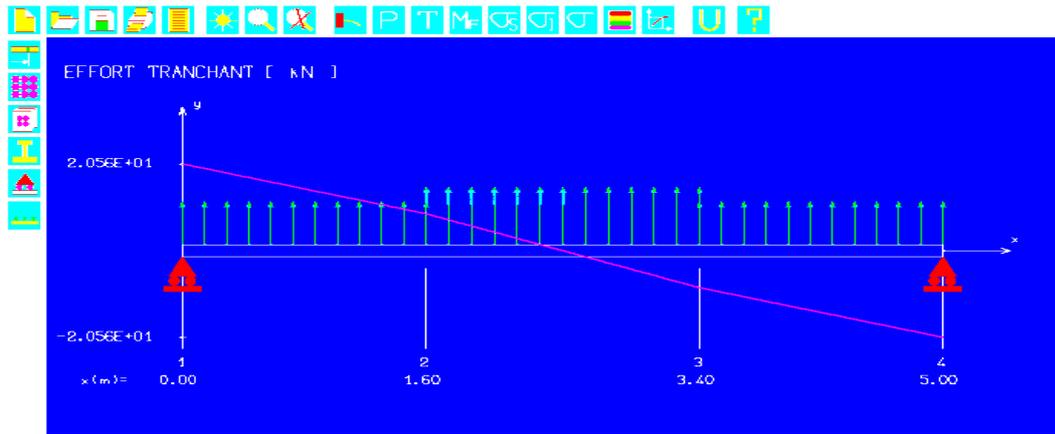


Figure III.6. Efforts Tranchants à E.L.S

B) Efforts Tranchants à E.L.S

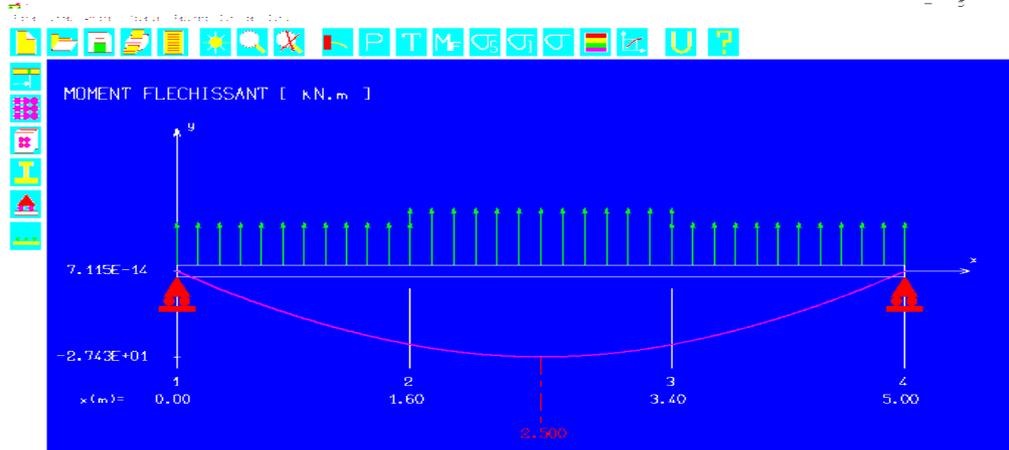


Figure III.7. Moments fléchissant à E.L.S

Moment isostatique :  $M_0 = 27.43 \text{ KN.m}$ .

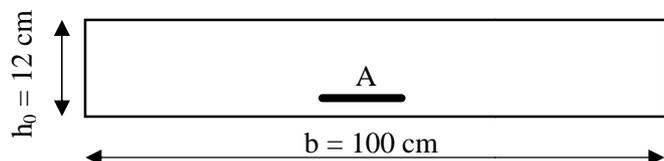
Moments sur appuis :  $M_a = 0.4 \times M_0 = 10.97 \text{ KN.m}$

Moments en travée :  $M_t = 0.85 \times M_0 = 23.32 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant :  $T_u = 20.56 \text{ KN}$ .

Tableau récapitulatif :

	$M_0$ (kn.m)	$M_a=0.4M_0$	$M_t = 0.85 M_0$	$T_u$ (Kn)
U.L.U	38.20	15.28	32.47	28.69
U.L.S	27.43	10.97	23.32	20.56



III.2.4. Calcul du ferrillage :

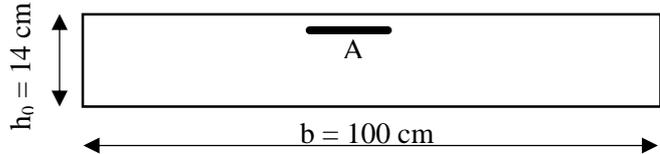
III.2.4.1. Armatures longitudinales : (la paillasse).

$f_e = 400 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ,  $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$  ,  $\mu_l = 0.392$  ,  $\mu < \mu_l$   $\dot{A} = 0$

avec :  $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0.196$ ; l'enrobage :  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $e = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 10.8 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$

$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,275 \rightarrow \beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,890$  ;

$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32.47 \times 10^3}{0.89 \times 10.8 \times 348} = 9.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$



III.2.4.2. Armatures longitudinales : (le palier).

avec :  $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0,067$ ; l'enrobage :  $c = 2 \text{ cm}$

$e = 14 \text{ cm}$  ;  $d = 12.6 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$

$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,091 \rightarrow \beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,964$  ;

$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,28 \times 10^3}{0,952 \times 12,6 \times 348} = 3,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

	Mu	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	32.47	0.196	0.275	0.890	9.71
Appuis	15.28	0.067	0.091	0.964	3.62

III.2.4.3. Vérification E.L.S :

Il faut vérifier :  $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ; avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	M <sub>ult</sub> (kn.m)	M <sub>ser</sub> (kn.m)	$\gamma$	f <sub>c28</sub> (Mpa)	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	32.47	23.32	1.39	25	0.275	0.445	C.V
En Appuis	15.28	10.97	1.39	25	0.091	0.445	C.V

Condition de non fragilité : BAEL 91

III.2.4.3.A/Palier :

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12,6 \times \frac{2,1}{400} = 1,521 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

III.2.4.3.B/Palliasse :

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Pourcentage minimal :BAEL91**

$$\text{Travée : } A_L = 0,1\% b \times h = 0,001 \times 100 \times 14 = 1,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } A_L = 0,1\% b \times h = 0,001 \times 100 \times 12 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Elément	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_L \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	9.71	1.304	1.2	10.68	7 T 14 = 10.78
Appuis	3.66	1.521	1.4	3.89	5 T 12 = 5.65

**III.2.4.3. Les armatures de répartitions :**

$$A_{ré} = \frac{A_{adp}}{4}$$

Elément	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{rep} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	10.78	2.69	4 T 12 = 4.52
appuis	5.65	1.41	4 T 10 = 3.14

**III.2.5. Espacement entre les armatures : BAEL91**

Armatures longitudinale :

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 14; 33 \text{ cm}) = \min (42; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis : } 100/5 = 20 \text{ cm .}$$

$$\text{Travée : } 100/7 = 15 \text{ cm.}$$

Armatures de répartition :

$$St \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 14; 33 \text{ cm}) = \min (56; 45) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis : } 100/4 = 25 \text{ cm .}$$

$$\text{Travée : } 100/4 = 25 \text{ cm .}$$

**III.2.6. Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte tangente  $\tau_u$  : selon le BAEL91, Modif 99. (Art A.5.1, 1)

$$T_u = 28,69 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{28,69 \times 10^3}{1000 \times 126} = 0,228 \text{ Mpa.}$$

**Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :**

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = \left( \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,228 \text{ Mpa.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**III.2.7. vérification de la flèche : BAEL 91, Modifié 99 (ART : B.6.5.1) :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{180} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,0778 \geq 0,0625 \dots\dots\dots c.v$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 12,6} \leq \frac{4,20}{400} \Rightarrow 0,0045 \leq 0,0105 \dots\dots\dots c.v$$

On à les conditions sont non vérifiées, on passe au calcul de la flèche selon les règles de (BAEL 91)

**III.2.7.a. Vérifications des contraintes à l'E.L.S. :**

$$M_{ser} \max = 27,43 \text{ kN.m}$$

$$Mt_{ser} = 0,85 \times M_{ser} \max = 23,32 \text{ kN.m}$$

$$Ma_{ser} = 0,4 \times M_{ser} \max = 10,97 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } A_s = A_t = 10,78 \text{ cm}^2 / m$$

**III.2.7.b. Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 \times A_s (d - y) = 50y^2 + 161,7y - 1746,36 = 0 \Rightarrow y = 4,06 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée

**III.2.7.c. Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 4,06^3 + (15 \times 10,78) \times (10,8 - 4,06)^2 \Rightarrow 9576,42 \text{ cm}^4$$

**III.2.7.d. Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Mt_{ser}}{I} \times y = \frac{23,32 \times 10^3}{9576,42} \times 4,06 = 9,89 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 9,89 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } A_s = A_t = 5,65 \text{ cm}^2 / m$$

**III.2.7.e. Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 50y^2 + 84,75y - 1067085 = 0 \Rightarrow y = 3,69 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée

**III.2.7.f. Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 3,69^3 + (15 \times 5,65) \times (12,6 - 3,69)^2 \Rightarrow I = 8402,92 \text{ cm}^4$$

**III.2.7.g. Détermination de contrainte dans le béton comprimé:**

$$\sigma_{bc} = \frac{Mt_{ser}}{I} \times y = \frac{10,97 \times 10^3}{8402,92} \times 3,69 = 4,82 Mpa$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.82 Mpa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 Mpa \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

**III.2.8.1 Disposition du Ferrailage:**

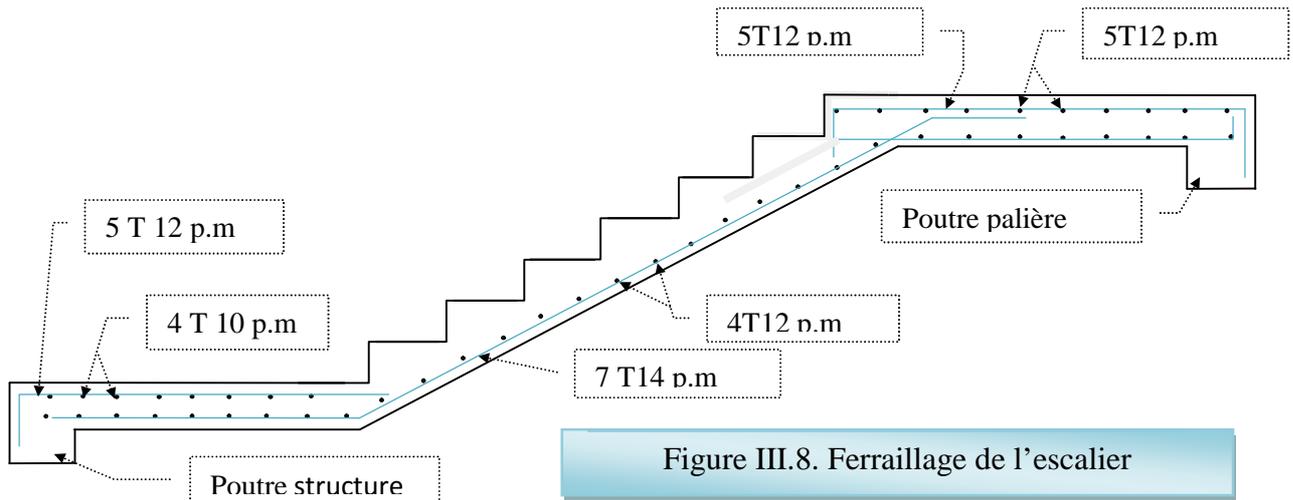


Figure III.8. Ferrailage de l'escalier

**III.2.9. Pré dimensionnement de la poutre limon (Brisé) :**

**III.2.9.a. Détermination de la hauteur :**

Selon le BAEL 91 A partir de la condition de la flèche

**La hauteur ( h ) de la poutre palière doit être :**

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq ht \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33,33 \leq ht \leq 50$$

On prend : ht = 45 cm et b=30 cm.

**III. .2.9.b. Vérification :**

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 cm \\ \frac{ht}{b} \leq 4 \\ ht \geq 30 cm \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} b = 30 cm > 20 cm \dots \dots \dots \text{Vérifié} \\ \frac{ht}{b} = 1,5 < 4 \dots \dots \dots \text{Vérifié} \\ ht = 45 cm \geq 30 cm \dots \dots \dots \text{Vérifié} \end{array} \right\}$$

**III.2.9.1.Descente des charges :**

**III.2.9.1.a. Poids propre de la poutre :**

Réaction du palier sur la poutre = 28,69 KN / ml

Palier = 25x0,3x0,45 = 3,38KN / ml

volée =  $\frac{25 \times 0,3 \times 0,45}{\cos 29,54^\circ} = 3,88 KN / ml$

Réaction des marches en castrés = 13,55 KN / ml

$$\text{Poids des murs en brique (ep = 15cm)} = 2,83 \frac{(4,59 - 0,12)}{2} = 6,33 \text{ KN / ml}$$

Palier :  $Q_1 = 28,69 + 1,35 (6,33 + 3,38) = 41,80 \text{ KN/ml}$ .

Volée :  $Q_2 = 13,55 + 1,35(6,33 + 3,88) = 27,33 \text{ KN/ml}$ .

**III.2.9.1.b. Déterminations du moment et l'effort tranchant On utilise la méthode R-D-M**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow RA + RB = 2(Q_1 \times 1,6) + Q_2 \times 1,8 ; RA + RB = 182,95 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow RA = RB = 91,48 \text{ KN}.$$

**III.2.9.2.a Diagramme de moment fléchissant :**

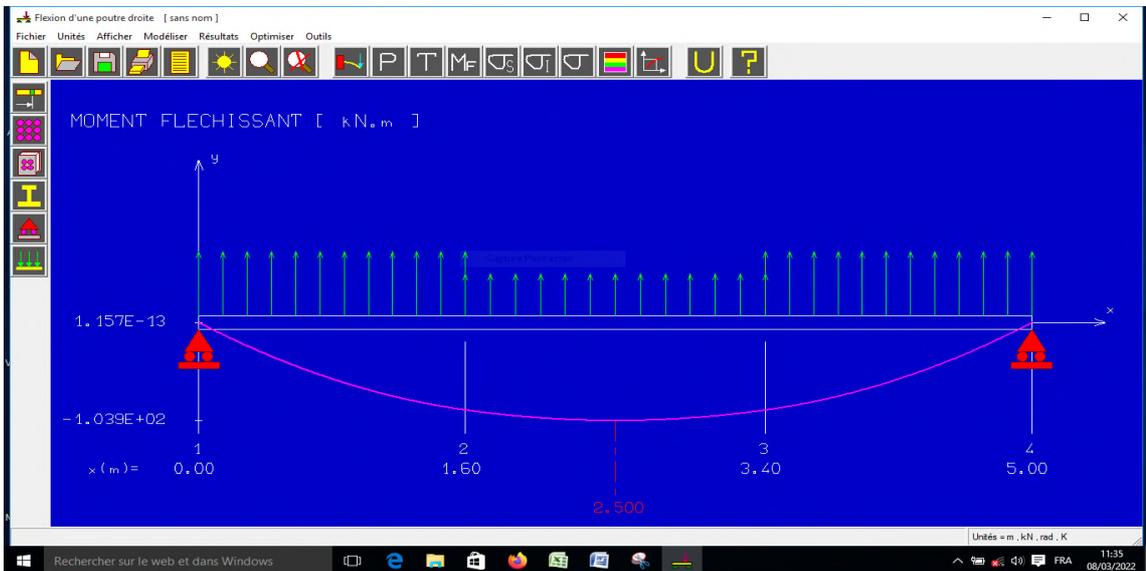


Figure III.9. Moment Fléchissant de la poutre limon

**III.2.9.2.a Diagramme de l'effort tranchant :**

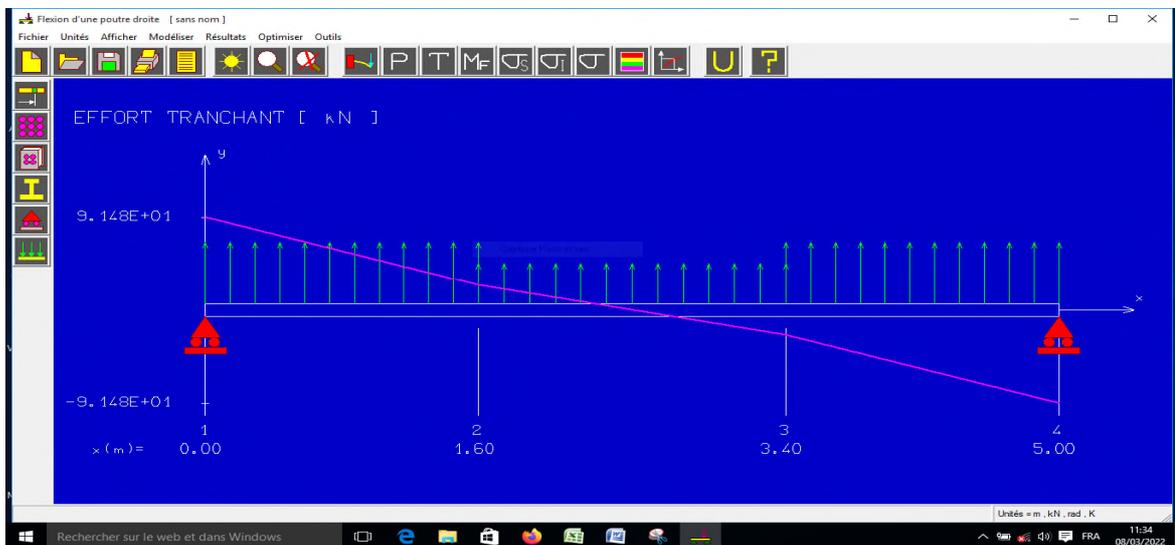


Figure III.10. Efforts Tranchants de la poutre limon

Le moment max =103.93 kn.m.

#### III.4.4. Calcul de ferrailage de la poutre brisée

En travée:

$$M_t = 0,9M_{\max} = 0,9 \times 103,93 \Rightarrow M_t = 93,94 \text{ kn.m}$$

On prend :  $C = 2 \text{ cm}$  ;  $h = 45 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{93,53 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,2} = 0,134 < 0,392 \Rightarrow (A'_s = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,134)}) = 0,181$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,181) = 0,9276$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{93,53 \times 10^3}{0,9276 \times 40,5 \times 348} = 7,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on adopte : (3 HA14+3 HA12) avec :  $A_s = (4,62+3,39)=8,01 \text{ cm}^2$ .

En appuis :

$M_a = 0,2 M_{\max} = 103,93 \times 0,2$  ; donc  $M_a = 20,79 \text{ kn.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20,79 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,2} = 0,030 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,030)}) = 0,038$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,038) = 0,9848$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20,79 \times 10^3}{0,9848 \times 41,5 \times 348} = 1,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on adopte : 3HA12 avec :  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ .

#### III.4.5. Dessin de ferrailage de la poutre limon:

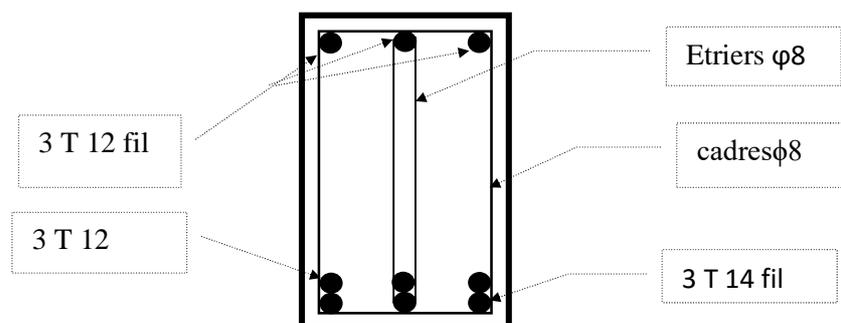


Figure III.11. Ferrailage de la poutre brisée

**III.5.Vérifications :****III.5.1.Condition de non fragilité : BAEL 91**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 41,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,50 \text{ cm}^2$$

- Pour travée :  $A_{\text{adopte}} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,50 \text{ cm}^2$  .....Vérifie.
- Pour appuis :  $A_{\text{adopte}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,50 \text{ cm}^2$  .....Vérifie.

**III.5.2.Contrainte transversale : BAEL 91****III.5.2.a. Contrainte de cisaillement :**

$$T_u = 91,48 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{91,48 \times 10^3}{300 \times 415} = 0,734 \text{ Mpa.}$$

**III.5.2.b. Comme la fissuration est préjudiciable:**

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = \left( \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,734 \text{ Mpa.} \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**III.5.2.c. Diamètre des armatures transversales  $\phi_t$  :**

$$\phi_{t\_min} \left( \phi_t, \frac{ht}{35}, \frac{b}{10} \right) = \min (14, 12, 30)$$

On choisit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ , On adopte **4  $\phi$  8** soit :  **$A_t = 2,01$**

**III.5.2.d. Calcul de l'espacement :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} \geq \max(0,37 \text{ Mpa}, 0,40 \text{ Mpa}), \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} \geq 0,40 \text{ Mpa.}$$

$$s_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,40 \cdot b} \Rightarrow s_t \leq \frac{2,01 \times 400}{0,40 \times 30} \Rightarrow s_t \leq 67 \text{ cm.}$$

$$s_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow s_t \leq \min(37,35; 40 \text{ cm}) \Rightarrow s_t \leq 37,35 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone nodal : } \Rightarrow s_t \leq \min(10\phi_t, 15 \text{ cm}) \Rightarrow s_t \leq 14 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone courante : } \Rightarrow s_t \leq 15\phi_t, 15 \text{ cm}) \Rightarrow s_t \leq 21 \text{ cm.}$$

La quantité d'armature transversales minimales est donnée par :

Zone nodal :  $\Rightarrow A_t = 0,003.S_t.b \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,003.b} = \frac{2,01}{0,003.30} \Rightarrow S_t \leq 22,33cm.$

On prend  $S_t = 20\text{ cm}$

Zone courante :  $S_t \leq \frac{ht}{2} \Rightarrow S_t \leq 22,50cm \rightarrow$  **On prend  $S_t = 20\text{ cm}$**

**III.5.3. ancrage des barres au niveau des appuis :**

La section d'armature doit que : (règle de BAEL 91 page 126)

$$A_{s_{\min}} \geq \frac{T - \left( \frac{M_u}{0,9d} \right)}{\frac{f_e}{Y_s}} = \frac{91,48 - \left( \frac{93,53}{0,9 \times 41,5} \right)}{\frac{400}{1,15}} \Rightarrow A_{s_{\min}} \geq 0,25cm^2.$$

$A_s = 2,01cm^2 \geq A_{s_{\min}} 0,25cm^2 \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée.

Les armatures doivent être ancrées Aude le du bord d'appuis pour équilibrer l'effort V.

$$V = \left[ T - \frac{M_u}{0,9.d} \right].$$

**III.5.4.a. contrainte d'adhérence :**

La contrainte d'adhérence est supposée constante sur la longueur nécessaire pour équilibrer l'effort axial exercé sur l'armature (longueur d'ancrage).

$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{c28}$  avec  $\rightarrow \Psi = 1,5(HA)$

$\tau_{su} = 0,6(0,15)^2 \times 2,1 \Rightarrow \tau_{su} = 2,835Mpa.$

**III.5.4.b. contrainte d'adhérence : (précis de calcul B.A page 236).**

$L_s = \frac{\Phi_l \cdot f_e}{4\tau_{su}} \Rightarrow L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38cm.$

$L_s = 40\Phi_l$  (Valeur forfaitairement pour acier H.A FeE400).

$L_s = 40 \times 1,4 = 56cm$  On choisit:  $L_s = 50\text{ cm}.$

On prévoit une courbe égale à :  $r = 5,5\emptyset (HA) \Rightarrow r = 7,7cm.$

**III.5.5. Vérification de la flèche :**

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{500} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,09 \geq 0,0625 \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée

$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{7,15}{30 \times 41,50} \leq \frac{4,20}{400} \Rightarrow 0,0057 \leq 0,0105 \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Rightarrow \frac{45}{500} = 0,09 \geq \frac{93,53}{10 \times 103,93} \Rightarrow 0,090 \geq 0,089 \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée

Les contraintes préliminaires sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est inutile.

### III.3. Acrotère :

#### III.3.1 Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

#### III.3.2 Charges sollicitant l'acrotère :

##### III.3.2.1 Charges permanentes et charges d'exploitation :

###### Charge permanente :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$G=1,71 \text{ kN} / \text{m}$$

###### Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

$$Q=1 \times 1 = 1 \text{ kN} / \text{ml}$$

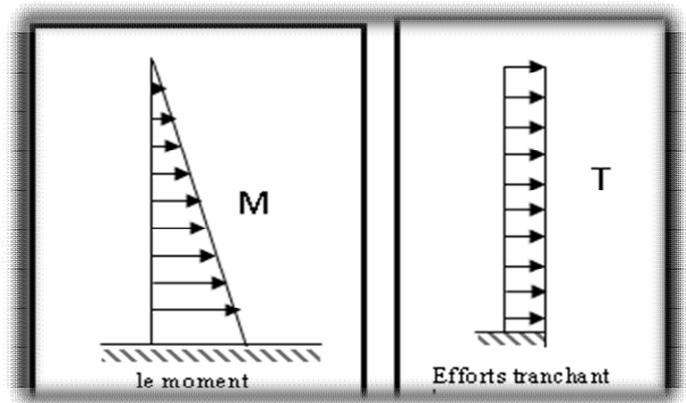
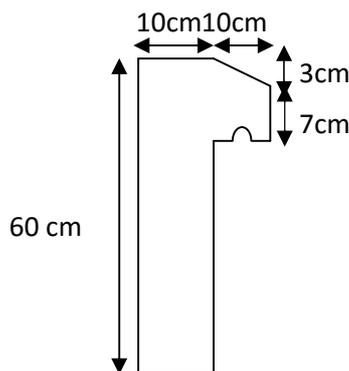


Figure III. 1 : Acrotère

##### III.3.2.2 Charge aux états limites :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

###### E.L.U

$$N_U = 1,35G \times 1 = 1,35 \times 1,71 \times 1 = 2,31 \text{ kN}$$

$$M_U = 1,5Qh = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m}$$

$$T_U = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

###### E.L.S

$$N_S = 1,7125 \text{ kN}$$

$$M_S = Qh = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$$

$$T_U = Q = 1 \text{ kN}$$

**III.3.3 Enrobage :**

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend  $C = C' = 2 \text{ cm}$ .

**III.3.4 Excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,389 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,389 \text{ m}$$

$e_p$  : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

**III.3.5 Calcul du ferrailage (E.L.U) :****III.3.5.1 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_u = N_u \times \left( e + \frac{h}{2} - c \right)$$

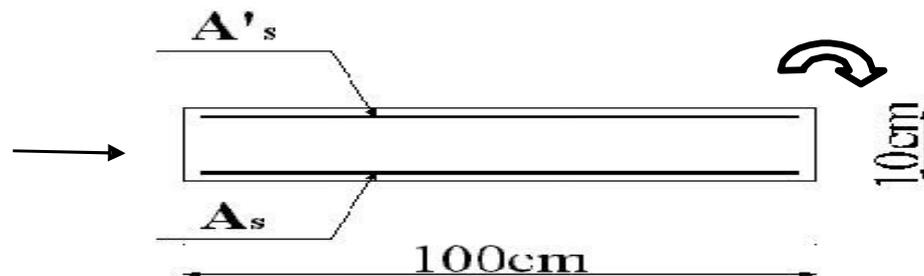
$$M_u = 2,31 \times \left( 0,389 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,967 \text{ KN.m}$$

$$(d - c') \times N_u - M_u \leq (0,337 \times h - 0,81 \times c') f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c') \times N_u - M_u = (0,09 - 0,02) \times 2,31 - 0,9 = 0,739 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c') f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,10 - 0,81 \times 0,02) \times 14,2 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,85 \text{ KN.m}$$

$0,967 \text{ KN.m} < 24,85 \text{ KN.m}$  ; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

**III.3.5.2 Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

$$M_U = 0,967 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,967 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,20} = 0,0084$$

$$\alpha = 1,25 \times \left( \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1,25 \left( \sqrt{1 - 2 \times 0,0084} \right) = 0,0105$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - (0,4 \times 0,0105) = 0,995$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,967 \times 10^3}{0,995 \times 9 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

### III.3.5.3 Calcul de la section d'armatures en :

**Flexion simple :**

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,967 \times 10^3}{0,995 \times 9 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Flexion composée :**

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,243 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### III.3.5.4 Section minimale des armatures pour une section rectangulaire :

#### III.3.5.4.a. Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,712 \text{ kN} / \text{ml}$$

$$M_s = Qh = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m.}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,712} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s,\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,445}{e_s - 0,185}$$

$$A_{s,\min} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{35 - 0,445}{35 - 0,185} = 1,078 \text{ cm}^2$$

On adopte **5Φ8 p.m**;  $A_s = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{m}$  : avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$ .

#### III.3.5.4.b. Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte :  $A_r = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; Soit : **4Φ6 p.m. St = 25 cm**.

### III.3.6 Les vérifications :

#### III.3.6.1 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

##### III.3.6.1.a. Moment de service :

$$M_s = N_s \times \left( e + \frac{h}{2} - c \right), M_s = 1,7125 \times \left( 0,35 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,654 \text{ KN.m}$$

**III.3.6.1.b. Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 50y^2 + 30,15y - 271,35 = 0 \Rightarrow y = 2,008cm$$

**III.3.6.1.c. Moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \times A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 2.008^3 + (15 \times 2.51) \times (9 - 2.008)^2 \Rightarrow 2110.21cm^4$$

**III.3.6.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Mt_{ser}}{I} \times y = \frac{0,654 \times 10^3}{2110,51} \times 2,008 = 0,622Mpa$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,622 < \bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.3.6.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$  :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{3}f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right); \text{Fissuration très préjudiciable}$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6$  mm ;  $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(200 \text{ MPa}; 164,97 \text{ MPa}) = 164,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{654}{2110,21} \times (9 - 2,008) = 26,00Mpa$$

$$\sigma_{st} = 26,00 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 164,97 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée ;}$$

**III.3.6.4 Contrainte de cisaillement :**

$$T_u = 1,50KN \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 9} = 0,167Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable ;}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,167 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

**III.3.6.5 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :**

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone  $A = 0,25$ .....tableau (4.1)

$C_p$  : Facteur de force horizontale  $C_p = 0,8$ .....tableau (6.1)

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère  $W_p = 1,712 \text{ kN}$

$F_p$  : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,25 \times 1,712 = 0,37 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

**III.3.6.6 Disposition du ferrailage :**

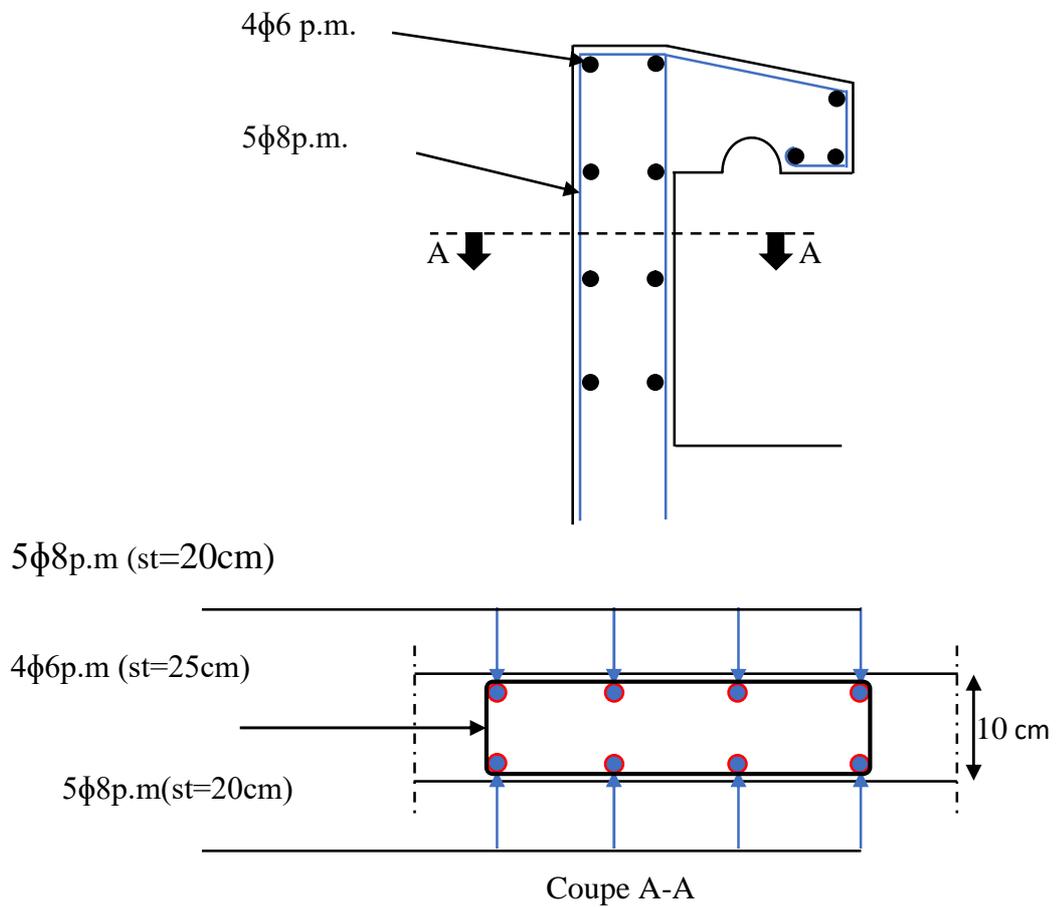


Figure III.2. : Ferrailage de l'acrotère

### III.4.L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

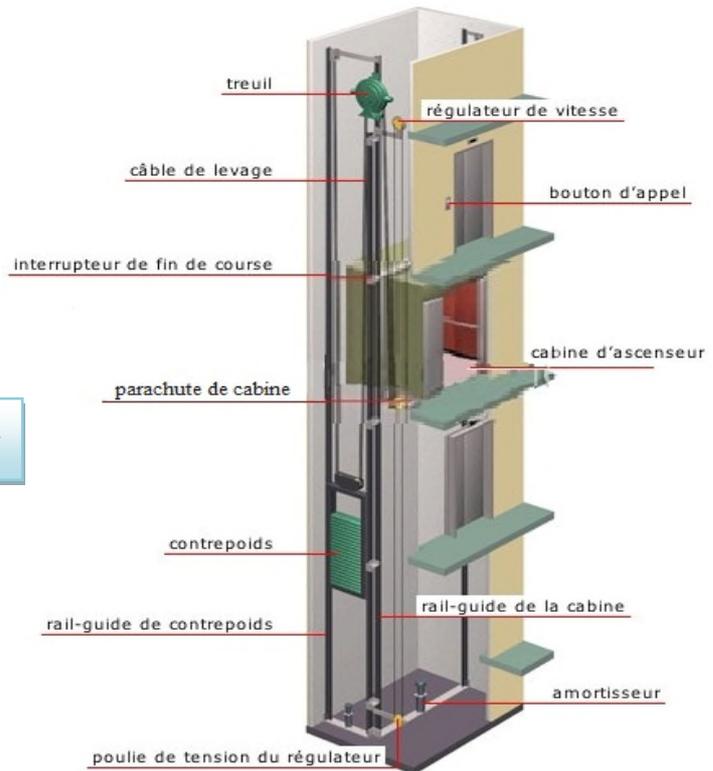


Figure III.4.1: Ascenseur dans un bâtiment

#### III.4.1.Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- $P_m$  « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- $Q$  : la charge en cabine
- $P_p$  : le poids de contrepoids tel que  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 600 kg pour 8 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96m<sup>2</sup>. Ses dimensions selon (NFP82-22)

- Largeur de la cabine : 1,40 m
- Profondeur de la cabine : 1,40 m
- Hauteur : 2,2 m
- La largeur de passage libre : 0,8 m
- La hauteur de passage libre : 2 m
- La hauteur de la course (Bloc1): 28,05 m
- La hauteur de la course (Bloc 3): 27.03 m
- La surface latérale :  $S = ((2 \times 1,4) + 1,4) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$ ,

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15 cm.

$$H=15\text{cm}$$

**Tableau III.4.1: Poids mort de l'ascenseur**

N°	Désignation	Surface (m²)	Charges (kg)
1	Poids de la cabine	$S=(2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,20 = 9,24$	$M_1 = 11,5 \times 9,24 \times 1,40 = 148,76$ 4
2	Poids de plancher	$S = 1,6 \times 1,8 = 2,88$	$M_2 = 110 \times 2,88 = 316,8$
3	Poids du toit	$S = 1,6 \times 1,8 = 2,88$	$M_3 = 20 \times 2,88 = 57,6$
4	Poids l'arcade		$M_4 = 60 + (80 \times 1,60) = 188$
5	Poids de parachute		$M_5 = 50$
6	Poids des accessoires		$M_6 = 80$
7	Poids des poulies de moulage		$M_7 = 2 \times 30 = 60$
8	Poids de la porte de cabine	$S = 2 \times 0,80 = 1,6$	$M_8 = 80 + (1,60 \times 25) = 120$

- Poids mort total :  $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1021,164 \text{ kg}$
- Contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1021,164 + \frac{600}{2} = 1321,164 \text{ kg}$

### III.4.2. Calcul de la charge total $q_u$ :

#### III.4.2.a) Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP 82-210), la valeur minimale du coefficient de sécurité  $C_s$  est de 10 et le rapport  $D/d$  (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec :

- $C_s$  : Coefficient de sécurité du câble et  $C_s = 12$  ;
- $C_r$  : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;
- $M$  : Charge statique nominale portée par la nappe,

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

$M_g$ : Poids du câble,

On néglige  $M_g$  devant  $(Q + P_m)$  donc :  $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (600 + 1021,164) = 19453,968 \text{ kg}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire  $C_{ma}$ , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{19453,968}{0,85} = 22887,021 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est :  $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec :

$M$  : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ... ) ;

$N$  : Nombres des câbles,

Pour un câble de  $d=12,22$  m et  $m=2$  on a :  $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{19453,968}{8152 \times 2} = 1,4$$

On prend :  $n = 2$  câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles,

#### III.4.2.b) Calcul des poids des câbles :

$$M_g = M \times n \times C$$

Avec :

$M_l$  : La masse linéaire du câble,  $M_l = 0,515 \text{ kg / m}$  ;

$n$  : Nombre des câbles ;  $n = 2$  ;

$C$  : Longueur du câble,  $C = 23,62 \text{ m}$

$$M_g = M_l \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 23,62 = 24,32 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 600 + 1021,164 + 24,32 = 1645,484 \text{ kg}$$

#### III.4.2.c) Vérification de $C_r$ :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1645,484} = 16,84 > 12 ; \text{Condition Vérifiée}$$

**III.4.2.d) Calcul de la charge permanente total G :**

On a :  $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1021,164 + 1321,164 + 1200 + 24,32 = 3566,648 \text{ kg}$$

$$Q = 600 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 5714,974 \text{ kg}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 4166,648 \text{ kg}$$

**III.4.3. Vérification de la dalle au poinçonnement:**

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge  $q_u = 5948,105 \text{ kg}$ ,

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{5714,974}{4} = 1428,74 \text{ kg/ m}$$

Selon le B, A, E, L 91/99 (A5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

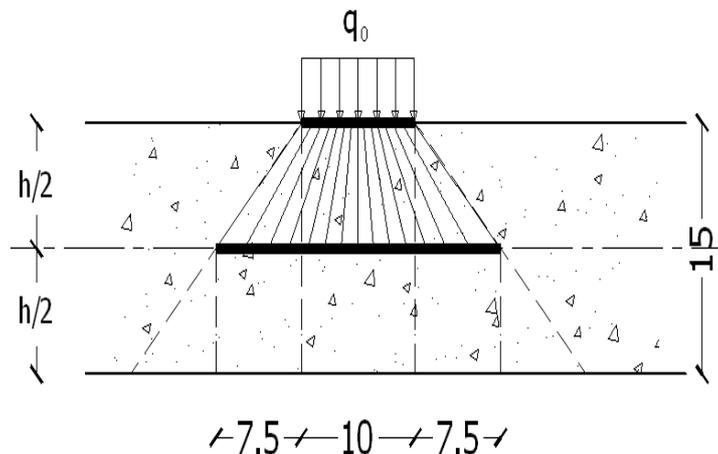


Figure III.4.2 : Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur

Avec :

$q_u$  : La charge de calcul à l'E.L.U

$h_0$  : Epaisseur totale de la dalle,  $h_0 = 15 \text{ cm}$

$\mu_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carrée (10x10)  $\text{cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1428,74 \text{ kg}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement

**III.4.3.a. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :**

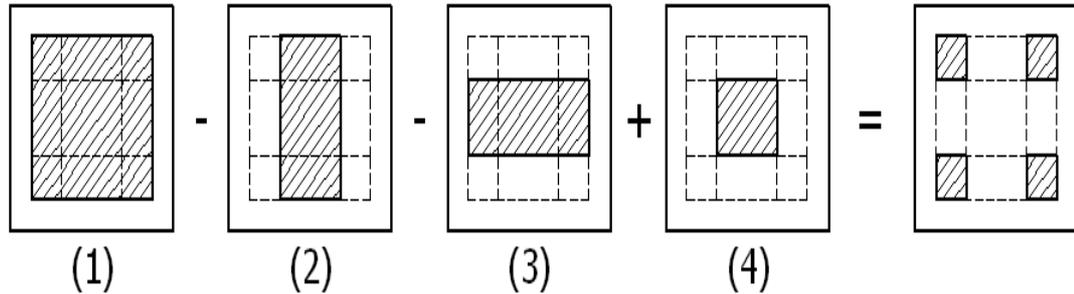


Figure III.4.3: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

**III.4.3.b. Distances des rectangles**

- **Rectangle (1)**
  - U = 110 cm
  - V = 130 cm
- **Rectangle (2)**
  - U = 60 cm
  - V = 130 cm
- **Rectangle (3)**
  - U = 110 cm
  - V = 80 cm
- **Rectangle (4)**
  - U = 60 cm
  - V = 80 cm

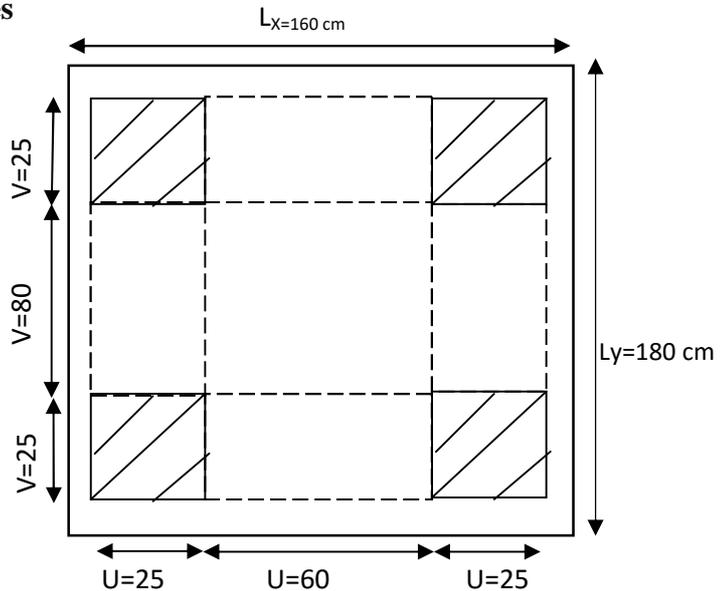


Figure III.4.4 : Dessin montrant la concentration des charges

**III.4.4. Calcul des moments suivant les deux directions**

L'étude de la dalle soumise à des charges concentrées sera faite à l'aide des abaques de pigeaut. :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

$\nu$  : le coefficient de Poisson,

A l'E.L.U ( $\nu = 0$ ):

$$M_x = M_1 \times P$$

$$M_y = M_2 \times P$$

$$P = P' \times S$$

M1, M2 : tiré à partir des rapports  $\frac{u}{L_x}$  et  $\frac{v}{L_y}$  dans les abaques (A.4) suivants  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

P' : la charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25× 25) cm<sup>2</sup>

$$P' = q_0 / (u \times v) = 5714.974 / 0,25^2 = 91439,584 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :  $L_x = 1,60 \text{ m}$  et  $L_y = 1,80$ ;  $m\rho = 160/180 = 0,888 = 0,9$

**Tableau III.4.2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles**

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M1	M <sup>2</sup>	S (m <sup>2</sup> )	P' (Kg/m <sup>2</sup> )	P=P'.S (Kg)	MX (Kgm)	M <sub>Y</sub> (Kgm)
1	0,7	0,7	0,072	0,057	1,43	91439,584	130758,605	9414,619	7453,24
2	0,4	0,7	0,098	0,073	0,78	91439,584	71322,847	6989,639	5206,56
3	0,7	0,4	0,083	0,074	0,88	91439,584	80466,833	6678,747	5954,547
4	0,4	0,4	0,118	0,098	0,48	91439,584	43891	5179,138	4301,318

**III.4.5. Les moments dus aux charges concentrées**

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 925,37 \text{ kg, m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 593,45 \text{ kg, m}$$

**III.4.6. Moments dus aux charges réparties (poids propre) :**

**III.4.6. a) Chargement :**

$$L_x = 1,60 \text{ m et } L_y = 1,80 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg}$$

$$\text{E.L.U: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg}$$

$$\text{E.L.S } q_{ast} = 375 + 100 = 475 \text{ kg}$$

**III.4.6. b) Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{180} = 0,88$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,88 \rightarrow \mu_x = 0,0476 \text{ et } \mu_y = 0,7438$$

Donc :  $M_{x2} = 0,0476 \times 656,25 \times 1,6^2 = 79,96 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$M_{y2} = 0,7438 \times 79,96 = 59,48 \text{ kg} \cdot \text{m}$

### III.4.6. C) Les moments appliqués à la dalle

$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 925,37 + 79,9 = 1005,33 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 593,45 + 59,48 = 652,93 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Les moments retenus sont :

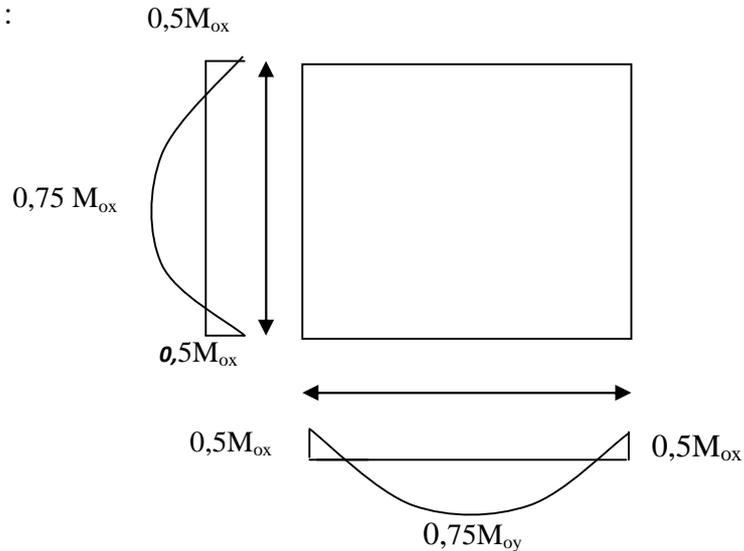


Figure III.4.5: Moments de la dalle

- **En travée :**

$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 753,99 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 489,697 \text{ kg} \cdot \text{m}$

- **Sur appuis :**

$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 502,665 \text{ kg} \cdot \text{m}$

### III.4.7. Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur,

On a :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $d = 13,5 \text{ cm}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348$  ;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;

Fissuration peu préjudiciable,

- **En travée :**

#### A) Sens $L_x$ :

- **Le moment ultime :**

$M_{tx} = 753,99 \text{ kg} \cdot \text{m} = 7539,9 \text{ N} \cdot \text{m}$

- **Le moment réduit  $\mu_u$  :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7539,9}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,029 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a :  $\beta = 0,985$

- **La section d'acier :**

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7539,9}{0,985 \times 13,5 \times 348} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**B) Sens  $L_y$  :**

- **Le moment ultime :**

$$M_{ty} = 489,697 \text{ kg} / \text{m} = 4896,97 \text{ N.m}$$

- **Le moment réduit  $\mu_u$  :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4896,97}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0018 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a :  $\beta = 0,991$

- **La section d'acier :**

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4896,97}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 1,046 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Sur appuis :**

**Le moment ultime :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 502,665 \text{ kg.m} = 5026,65 \text{ N.m}$$

**Le moment réduit  $\mu_u$  :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5026,65}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,019 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a :  $\beta = 0,990$

**La section d'acier :**

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5026,65}{0,990 \times 13,5 \times 348} = 1,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Section minimale des armatures :**

Puisque  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ ) et  $\eta = 0,9$ , on peut appliquer la formule suivante :

**a) Sens  $L_y$  :**

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,046 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 1,08 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

**b) Sens  $L_x$  :**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left( \frac{3 - 0,88}{2} \right) = 1,27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x \min} = 1,27 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 1,08 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,27 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,27 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

**- Choix des aciers :**

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

**a) En travée :****Sens  $L_x$  :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ p, m} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**Sens  $L_y$  :**

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ p, m} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**b) Sur appuis (chapeaux) :**

$$\begin{cases} A_a = 1,27 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ p, m} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**Armatures transversales :**

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u \text{ tot}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_X = V_{x1} + V_{x2} ; \text{Sens } L_x$$

$$V_Y = V_{y1} + V_{y2} ; \text{Sens } L_y$$

$V_{x1}$  et  $V_{y1}$  : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties

$V_{x2}$  et  $V_{y2}$  : sont les efforts tranchants dus aux charges concentrées

**Calcul de  $V_{x1}$  et  $V_{y1}$  :**

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_{x1} = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_{y1} = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_{x1} = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{1.60}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} = 3,62 \text{ kN}$$

$$V_{y1} = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{1.6}{3} = 3,5 \text{ kN}$$

On calcul  $V_{x2}$  et  $V_{y2}$

$$V_{x2} = \frac{P_0}{2u + v} = \frac{656,25 \times 10^{-2}}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 8,75 \text{ kN}$$

$$V_{y2} = \frac{P_0}{3u} = \frac{656,25 \times 10^{-2}}{3 \times 0,25} = 8,75 \text{ kN}$$

Alors  $V_v = V_u$

Donc :

$$V_X = V_{x1} + V_{x2} = 3,62 + 8,75 = 12,37 \text{ kN ; Sens } L_x$$

$$V_Y = V_{y1} + V_{y2} = 3,5 + 8,75 = 12,25 \text{ kN ; Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{\max} = \max(V_X; V_Y) = 12,37 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{12,37 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,09 \text{ MPa}$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$  ; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0916 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.4.8.Vérifications :

#### III.4.8.1.Vérification à l'E.L. S :

**Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :**

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)p_{\text{ser}} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)p_{\text{ser}} \end{cases} \quad \text{avec : } v = 0,2 \text{ (E, L, S)}$$

$$p_{\text{ser}} = p'_{\text{ser}} \times S' = \frac{q_{0 \text{ ser}}}{u \times v} \times S$$

$$q_{0 \text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = \frac{4166,648}{4} = 1041,662 \text{ kg}$$

$$p'_{\text{ser}} = \frac{q_{0 \text{ ser}}}{u \times v} = \frac{4166,648}{0,25^2} = 66666,368 \text{ kg / m}$$

$$p_{\text{ser}} = 66666,368 \times S$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :  $L_x = 1,60 \text{ m}$  et  $L_y = 1,80 \text{ m}$   $\rho = 0,9 \text{ m}$

Tableau III.4.3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles :

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	S (m <sup>2</sup> )	P-ser	MX(Kgm)	My(Kgm)
1	0,7	0,7	0,072	0,057	1,43	95332,906	6863,969	5433,975
2	0,4	0,7	0,098	0,073	0,78	51999,767	5095,977	3795,982
3	0,7	0,44	0,083	0,074	0,88	58666,403	4869,311	4341,31
134	0,4	0,4	0,118	0,098	0,48	31999,856	3775,983	3135,9858

**-Les moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 674,664 \text{ kg. m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 432,668 \text{ kg. m}$$

-Moments dus aux charges réparties (poids propre)

$$\text{E.L.S } q_{asr} = 475 \text{ kg/m}$$

**-Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :**

$$\alpha = 0,88$$

$$\text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens : } \begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,9 \Rightarrow \mu_x = 0,0546 \text{ et } \mu_y = 0,8216$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 66,39 \text{ kg. m}$$

$$M_{0yr} = 54,54 \text{ kg. m}$$

-Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 674,66 + 66,39 = 741,054 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 432,66 + 54,54 = 487,208 \text{ kg. m}$$

**-Les moments retenus :**

**a) En travée**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 555,790 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 365,406 \text{ kg. m}$$

**b) Sur appuis :**  $M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 370,527 \text{ kg. m}$

-Vérification des contraintes dans le béton

• **En travée :**

**Suivant  $L_x$**

$$M_{tx} = 5557,90 \text{ N. m} ; A_{tx} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + (15 \times 4,52 \times (13,5 - 3,65)^2) = 7022,2 \text{ cm}^4$$

**III.4.8.2. Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5557,90}{7022,2} \times 3,65 = 2,88 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,88 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Suivant:**

$$M_{ty} = 3654,06 \text{ N.m} ; A_{ty} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + (15 \times 4,52 \times (13,5 - 3,65)^2) = 7022,2 \text{ cm}^4$$

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3654,06}{7022,2} \times 3,65 = 1,89 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,89 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sur appuis :**

$$M_a = 3705,27 \text{ N.m} ; A_a = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + (15 \times 4,52 \times (13,5 - 3,65)^2) = 7022,2 \text{ cm}^4$$

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé:**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3705,27}{7022,2} \times 3,65 = 1,92 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,92 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifié}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

### III.4.8.3. Disposition du ferrailage :

#### ➤ Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx(ser)}}{20M_{0x(ser)}} \Rightarrow \frac{15}{160} = 0,093 > \frac{555,790}{20 \times 741,054} = 0,0375 \dots \text{Condition Vérifié} \\ \frac{A_{s(x)}}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 13,5} = 0,0033 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \text{Condition Vérifié} \end{array} \right.$$

#### ➤ Arrêt des barres :

La longueur de scellement  $L_s$  est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a:

$$f_e = 400 \text{ MPa} \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

#### ➤ Cas des charges uniformes

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

#### ➤ Arrêt des barres sur appuis

$$L_s = \frac{Q \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{tj} \Rightarrow \tau_{su} = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max(L_s; 0,2.L_x) = \max(35,21; 32) = 35,21 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s; \frac{L_1}{2}\right) = \max(35,21 \text{ cm}; 17,5) = 35,21 \approx 35 \text{ cm}$$

#### ➤ Arrêt des barres en travée dans les deux sens

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance:

$$\frac{L_x}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

#### ➤ Armatures finales

Suivant  $L_x$ :

$$A_x = 1,63 \text{ cm} / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}10/\text{ml} (A=3,14 \text{ cm}^2), \text{ avec: } S_t = 25 \text{ cm}$$

$A_{ax} = 1.27\text{cm} / \text{ml}$  Soit 4T10/ml ( $A=3.14\text{ cm}^2$ ), avec:  $S_t = 25\text{ cm}$

Suivant  $L_y$ :

$A_{y} = 1.20\text{cm} / \text{ml}$  Soit 4T10/ml ( $A=3.14\text{ cm}^2$ ), avec:  $S_t = 25\text{ cm}$

$A_{ay} = 1.27\text{cm} / \text{ml}$  Soit 4T10/ml ( $A=3.14\text{ cm}^2$ ). avec:  $S_t = 25\text{ cm}$

. Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99/Version 2003, l'épaisseur du voile doit être:  $e \geq 15\text{cm}$

On adopte une épaisseur  $e = 15\text{cm}$

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par:  $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h = 0.1\% \times 100 \times 10 = 1\text{cm}^2 / \text{ml}$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 4T10/ml soit:  $A_{adop} = 3.14\text{cm} / \text{ml}$  ; avec  $S_t = 25\text{cm}$

III.4.8.4. Disposition du ferrillage :

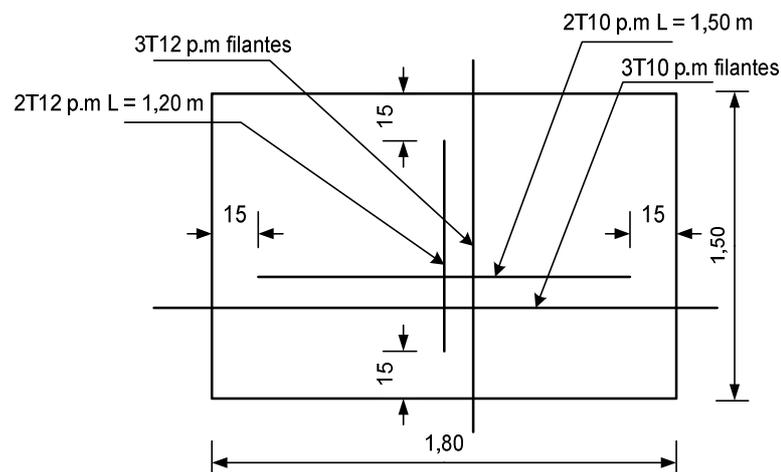


Figure III.4.6: Armatures inferieures (travée)

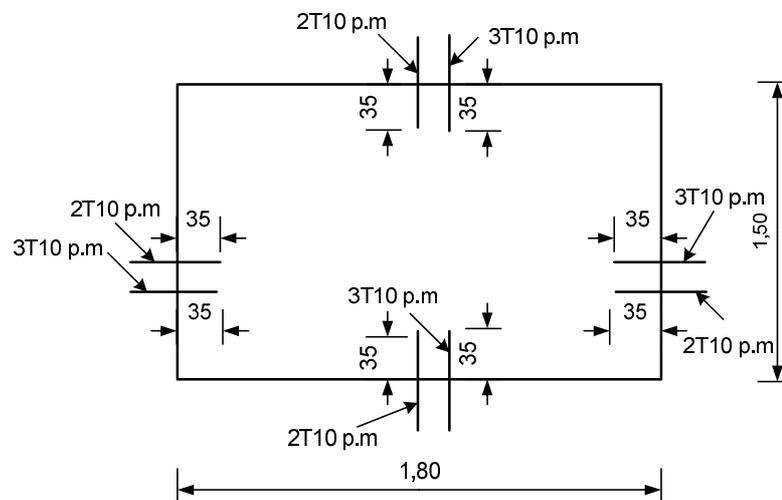


Figure III.4.6: Armatures supérieures (sur appuis)

**III.5.9 Voile de la cage d'ascenseur :**

D'après le R.P.A 99/2003, l'épaisseur du voile doit être  $\geq 15$  .

On adopte une épaisseur  $e_p = 15$  cm .

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10 / ml soit :  $A_{\text{adop}} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement :  $S_t = 20$  cm

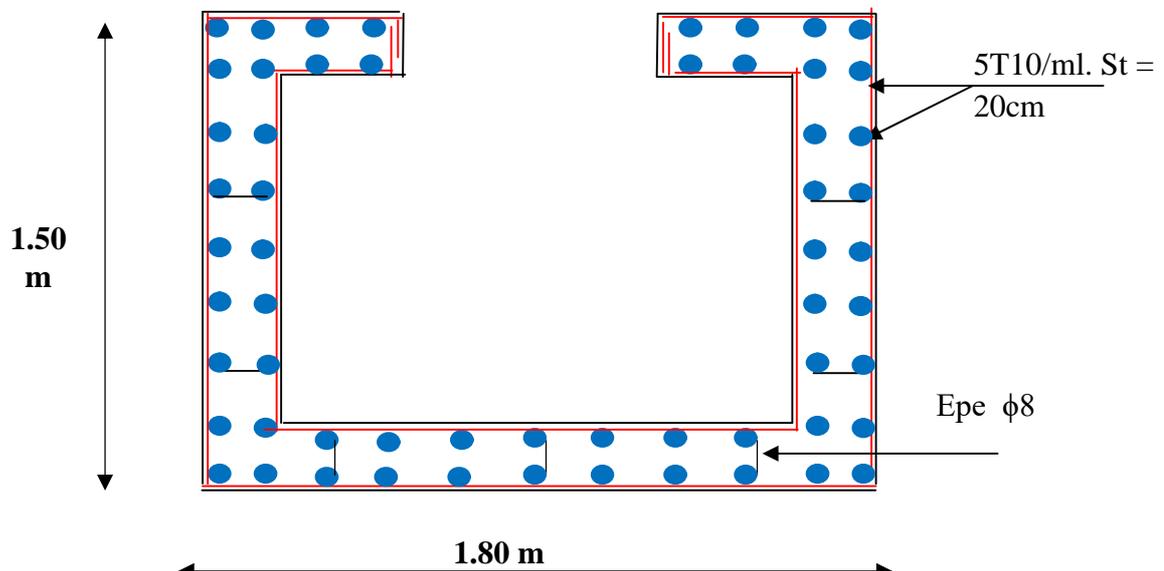


Figure III.19 : Armatures de voile (cage d'ascenseur)



## **Chapitre – IV–**

---

### **Etude des planchers**

### A-PLANCHERS EN CORPS CREUX

#### IV. Introduction :

Les planchers sont des pièces minces et planes dont la longueur et largeur sont nettement supérieures à l'épaisseur. Ils ont pour rôle :

La transmission des charges et surcharges vers les éléments porteurs.

De plateforme porteuse pour l'étage considéré.

De toit pour l'étage sous-jacent.

D'écran permettant le confort de l'habitation.

Dans notre projet on utilise : Les planchers à corps creux ; avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

#### Justification du choix des planchers à corps creux :

Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.

Plus léger que la dalle pleine.

Exécution simple.

Bonne isolation thermique et phonique que la dalle pleine.

#### IV.1 Calcul du plancher à corps creux :

##### IV.1.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

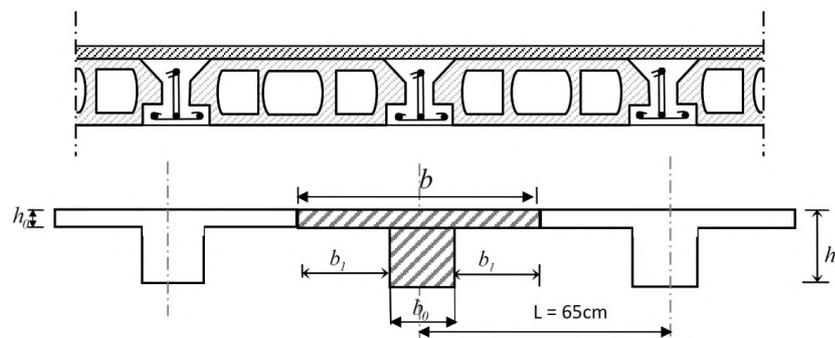


Figure IV.1 : Dimension des poutrelles

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

Hauteur du plancher :  $h_t = 24 \text{ cm}$

Epaisseur de la nervure :  $h_0 = 4 \text{ cm}$

Largeur de la nervure :  $b_0 = 12 \text{ cm}$

### IV.1.2 Calcul de la largeur des poutrelles (b) :

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante :  $b = 2b_1 + b_0$  ..... (1)

On a  $L = 5\text{ m}$  ;  $l_1 = 0,65\text{ m}$

$$b_1 = \frac{(b-b_0)}{2} = \min\left(b_1 \leq \frac{(l_1-b_0)}{2} ; b_1 \leq \frac{L}{10} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0\right)$$

$$\Rightarrow b_1 = \min(b_1 \leq 26,5\text{ cm} ; b_1 \leq 50\text{ cm} ; 24\text{ cm} \leq b_1 \leq 32\text{ cm})$$

On prend :  $b_1 = 26,5\text{ cm}$  et d'après (1) on a :  $b = 65\text{ cm}$

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps monolithe et continu avec la table de compression, elle sera donc sur des appuis continus et elle forme un système hyperstatique.

### IV.1.3 Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant concernant les planchers des étages courant, et pour le plancher de terrasse.

## IV.2. Méthode de calcul :

### IV.2.1. Méthode forfaitaire : Domaine d'application selon le BAEL91 (Art B.6.2, 210)

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

La surcharge d'exploitation est modérée c'est-à-dire  $Q \leq \max(2G ; 5\text{ kN} / \text{m}^2)$  ;

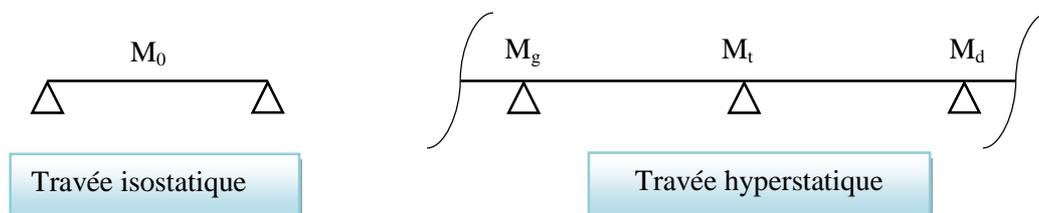
Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;

Les portés successives des travées sont dans un rapport compris entre :  $0,80 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$

La Fissuration est considérée comme non préjudiciable.

### IV.3. Principe de calcul des moments :

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques  $M_0$  de la travée indépendante.



Avec :

$M_0$  : Moment max de la travée indépendante ;

$M_t$  : Moment max de la travée étudiée ;

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

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

$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les

surcharge d'exploitation Q :  $\alpha = \frac{G}{G+Q}$

Les valeurs  $M_t, M_g$  et  $M_d$  doivent être calculées avec les conditions suivantes :

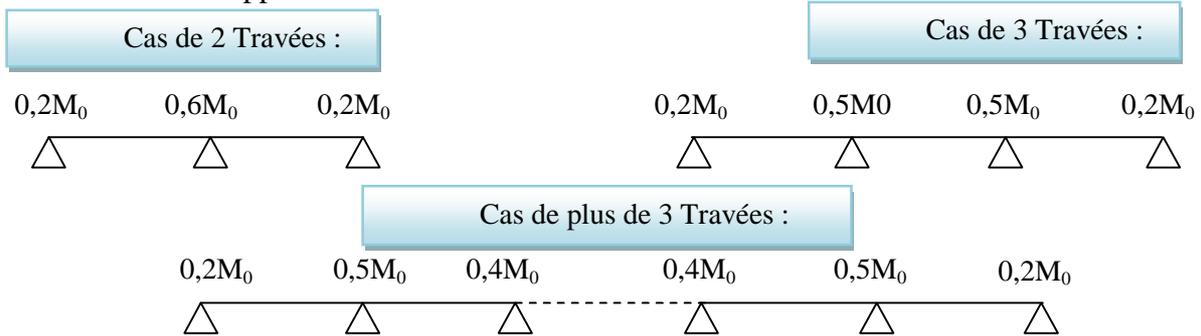
**Travée de rive :**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max \left[ (1 + 0,3\alpha) M_0 ; 1,05 M_0 \right] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \end{array} \right.$$

**Travée intermédiaire :**

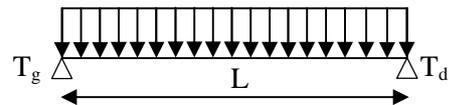
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max \left[ (1 + 0,3\alpha) M_0 ; 1,05 M_0 \right] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :



**Principe de calcul de l'effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_g = \frac{M_g - M_d}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_d = \frac{M_g - M_d}{l} - \frac{ql}{2} \end{array} \right.$$



**IV.3. Calcul des planchers :**

**IV.4.a-Plancher étage courant :** D'après le (DTR BC 2.2)

Charge permanente = G= 5, 44 kN/m<sup>2</sup>

Surcharge d'exploitation = Q = 1,5 kN/m<sup>2</sup>

**IV.4.a.1.Combinaisons d'actions :**

**E.L.U**

$$q_{ult.E.Courant} = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = ((1,35 \times 5,44) + (1,5 \times 1,5)) \times 0,65 = 6,24 KN / ml.$$

$$q_{ult.E.Commercial} = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = ((1,35 \times 5,44) + (2,5 \times 1,5)) \times 0,65 = 7,21 KN / ml.$$

$$q_{ult.E.TER} = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = ((1,35 \times 5,68) + (1,5 \times 1,00)) \times 0,65 = 6,31 \text{KN} / \text{ml}.$$

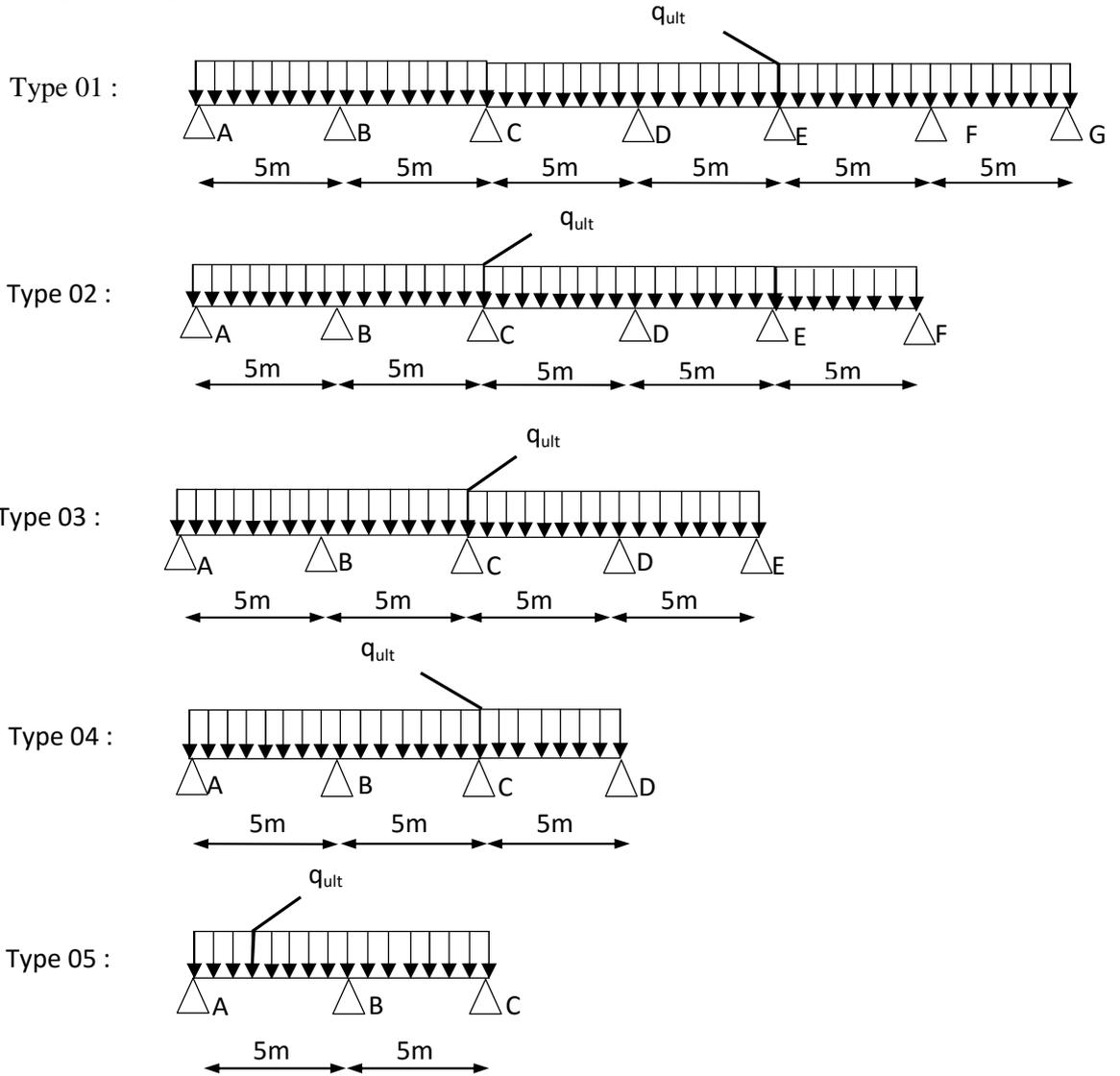
**E.L.S**

$$q_{ser.E.Courante} = (G + Q) \times 0,65 = (5,44 + 1,5) \times 0,65 = 4,51 \text{KN} / \text{ml}.$$

$$q_{ser.E.Commercial} = (G + Q) \times 0,65 = (5,44 + 2,5) \times 0,65 = 5,16 \text{KN} / \text{ml}.$$

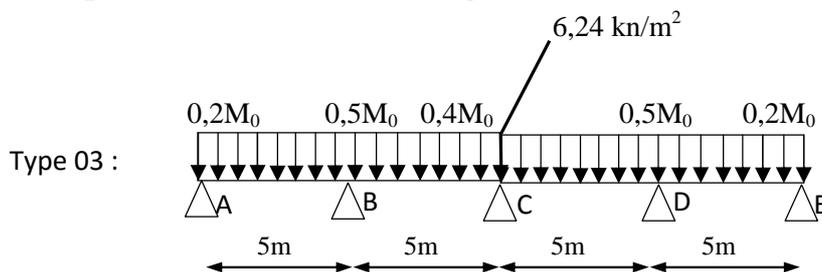
$$q_{ser.E.TER} = (G + Q) \times 0,65 = (6,08 + 1,00) \times 0,65 = 4,60 \text{KN} / \text{ml}.$$

**IV.4.a.2. Les types des poutrelles :**



**IV.4.a.3. Détermination des sollicitations :**

- **Exemple de Calcul (Plancher Etage Courant) :**



**Vérification :**

$$Q \leq \max(2G; 5KN/m^2) = 1.5 \leq \max(10,88 KN/m^2; 5KN/m^2) \dots\dots\dots C.V$$

Les moments d’inertie sont les même dans les différentes travées ; .....C.V

Les portés successifs des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,80 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 = 0,80 \leq \frac{5}{5} \leq 1; 0,80 \leq 1 \leq 1,25 \dots\dots\dots C.V$$

La Fissuration est considérée comme non préjudiciable .....C.V

Donc la méthode forfaitaire est applicable pour les poutrelles dans le sens longitudinal

Calcul  $\alpha$  rapport des charges :  $\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{1,5 + 5,44} = 0,216$

**a-Moment Isostatique:**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \left\{ M_{0A} = M_{0B} = M_{0C} = M_{0D} = M_{0E} = \frac{6,24 \times 5^2}{8} = 19,5KN.m \right.$$

**b-Moment sur appuis:**

$$M_A = M_E = 0,2M_0 = 0,2 \times 19,50 = 3,90KN.m$$

$$M_B = M_D = 0,5M_0 = 0,5 \times 19,50 = 9,75KN.m$$

$$M_C = 0,4M_0 = 0,4 \times 19,50 = 7,80KN.m$$

**c-Moment en travée :**

- **Travée de rive (AB), (DE)**

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,07$$

$$Mt_{AB} = Mt_{DE} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0); (1 + 0,3\alpha)M_0 - \left[ \frac{M_g + M_d}{2} \right] \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

$$Mt_{AB} = Mt_{DE} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0; 1,07M_0) - \left[ \frac{3,90 + 9,75}{2} \right] \\ 0,6324M_0 \end{array} \right. \Rightarrow Mt_{AB} = Mt_{DE} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 14,05KN/m \\ 12,33KN/m \end{array} \right.$$

On prend :  $Mt_{AB} = Mt_{DE} = 14,05KN/m$

- **Travée intermédiaire (BC), (CD) :**

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,07$$

$$Mt_{BC} = Mt_{CD} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0); (1 + 0,3\alpha)M_0 - \left[ \frac{M_g + M_d}{2} \right] \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

$$M_{t_{BC}} = M_{t_{CD}} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0; 1,07M_0) - \left[ \frac{9,75 + 7,80}{2} \right] \\ 0,5324M_0 \end{array} \right. \Rightarrow M_{t_{BC}} = M_{t_{CD}} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 12,09 \text{ KN/m} \\ 10,38 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

On prend :  $M_{t_{BC}} = M_{t_{CD}} = 12,09 \text{ KN/m}$

<b>Travée</b>	<b>(AB)</b>	<b>(BC)</b>	<b>(CD)</b>	<b>(DE)</b>
<b>Moment (kn.m)</b>	14,05	12,09	12,09	14,05
<b>Appuis</b>	(A) et (E)		(B) et (D)	
<b>Moment (kn.m)</b>	3,90		7,80	

Efforts tranchants :

$T_g = \frac{M_g - M_d}{L} + \frac{q_u \times L}{2}$	$T_d = \frac{M_g - M_d}{L} - \frac{q_u \times L}{2}$
<b>Travée de rive (AB)</b>	<b>Travée de rive (BC):</b>
$T_g = \frac{3,90 - 9,75}{5} + \frac{6,24 \times 5}{2} = +14,43 \text{ KN}$	$T_g = \frac{9,75 - 7,80}{5} + \frac{6,24 \times 5}{2} = +15,99 \text{ KN}$
$T_d = \frac{3,90 - 9,75}{5} - \frac{6,24 \times 5}{2} = -16,77 \text{ KN}$	$T_d = \frac{9,75 - 7,80}{5} - \frac{6,24 \times 5}{2} = -15,21 \text{ KN}$
<b>Travée de rive (CD):</b>	<b>Travée de rive (DE)</b>
$T_g = \frac{7,80 - 9,75}{5} + \frac{6,24 \times 5}{2} = +15,21 \text{ KN}$	$T_g = \frac{9,75 - 3,90}{5} + \frac{6,24 \times 5}{2} = +16,77 \text{ KN}$
$T_d = \frac{7,80 - 9,75}{5} - \frac{6,24 \times 5}{2} = -15,99 \text{ KN}$	$T_d = \frac{9,75 - 3,90}{5} - \frac{6,24 \times 5}{2} = -14,43 \text{ KN}$

<b>Travée</b>	<b>(AB)</b>	<b>(BC)</b>	<b>(CD)</b>	<b>(DE)</b>
<b>Tg</b>	+14,43	+15,99	+15,21	+16,77
<b>Td</b>	-16,77	-15,21	-15,99	-14,43

A- Diagramme des moments fléchissant:(L=5 m de chaque travée).

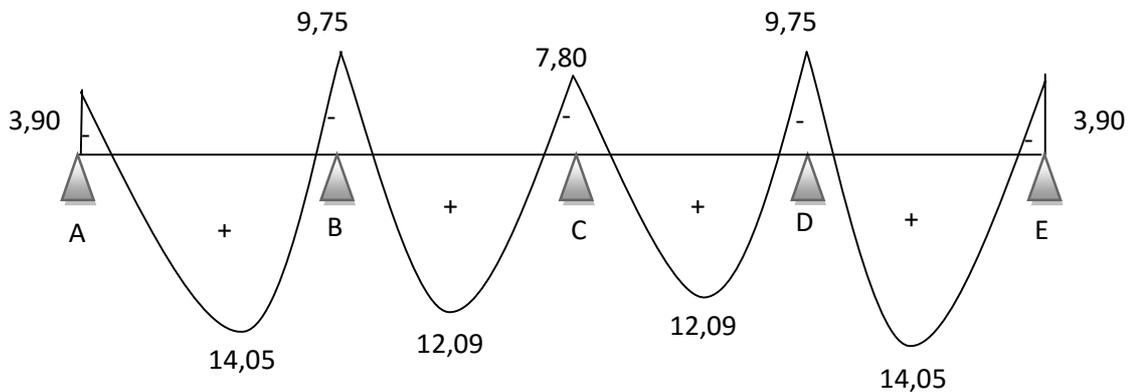


Figure. IV.2. : Diagramme des moments (kn.m)

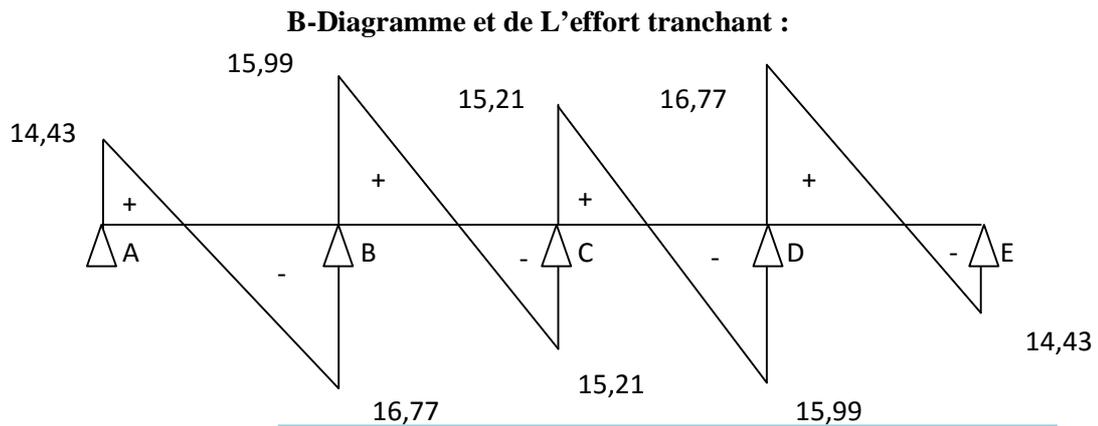


Figure. IV.3. : Diagramme des efforts tranchants (kn)

Tableau .IV.1 récapitulatif des résultats obtenus (Plancher étages courants)

Bloc	Type	Travée	L (m)	E, L, U (KN.m)						E, L, S (KN.m)			
				M <sub>0</sub>	M <sub>T</sub>	M <sub>G</sub>	M <sub>D</sub>	T <sub>G</sub>	T <sub>D</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>T</sub>	M <sub>G</sub>	M <sub>D</sub>
02	01	A-B	05	19,50	14,05	3,90	9,75	14,43	-16,77	14,09	10,15	2,82	7,05
		B-C	05	19,50	12,09	9,75	7,80	15,99	-15,21	14,09	8,74	7,05	5,64
		C-D	05	19,50	13,07	7,80	7,80	15,60	-15,60	14,09	9,44	5,64	5,64
		D-E	05	19,50	13,07	7,80	7,80	15,60	-15,60	14,09	9,44	5,64	5,64
		E-F	05	19,50	12,09	7,80	9,75	15,21	-15,99	14,09	8,74	5,64	7,05
		F-G	05	19,50	14,05	9,75	3,90	16,77	-14,43	14,09	10,15	7,05	2,82
02 et 03	02	A-B	05	19,50	14,05	3,90	9,75	14,43	-16,77	14,09	10,15	2,82	7,05
		B-C	05	19,50	12,09	9,75	7,80	15,99	-15,21	14,09	8,74	7,05	5,64
		C-D	05	19,50	13,07	7,80	7,80	15,60	-15,60	14,09	9,44	5,64	5,64
		D-E	05	19,50	12,09	7,80	9,75	15,21	-15,99	14,09	8,74	5,64	7,05
		E-F	05	19,50	14,05	9,75	3,90	16,77	-14,43	14,09	10,15	7,05	2,82
01 et 03	03	A-B	05	19,50	14,05	3,90	9,75	14,43	-16,77	14,09	10,15	2,82	7,05
		B-C	05	19,50	12,09	9,75	7,80	15,99	-15,21	14,09	8,74	7,05	5,64
		C-D	05	19,50	12,09	7,80	9,75	15,21	-15,99	14,09	8,74	5,64	7,05
		D-E	05	19,50	14,05	9,75	3,90	16,77	-14,43	14,09	10,15	7,05	2,82
01 et 02	04	A-B	05	19,50	14,05	3,90	9,75	14,43	-16,77	14,09	10,15	2,82	7,05
		B-C	05	19,50	11,12	9,75	9,75	15,60	-15,60	14,09	8,03	7,05	7,05
		C-D	05	19,50	14,05	9,75	3,90	16,77	-14,43	14,09	10,15	7,05	2,82
02	05	A-B	05	19,50	13,07	3,90	11,70	14,04	-17,16	14,09	9,45	2,82	8,45
		B-C	05	19,50	13,07	11,70	3,90	17,16	-14,04	14,09	9,45	8,45	2,82

## TYPE 03

## IV.6. Calcul du ferrailage Des Poutrelles :(à l'ELU) :

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T comme le montre le schéma suivant :

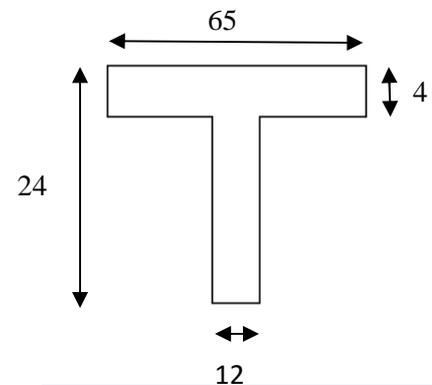


Figure IV.4:section en Té

**Donnée :**

Largeur de la (table) :  $b = 65$  cm.

Largeur de la poutrelle (nervure) :  $b_0 = 12$  cm.

La hauteur de la (table) :  $h_0 = 4$  cm.

La hauteur de la poutrelle (nervure) :  $h_t = 24$  cm.

Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9h_t = 21,60$  cm.

Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400$  Mpa.

Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  Mpa.

Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1$  Mpa.

Fissuration non préjudiciable.

## IV.6.1. Plancher étage courant:

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$E.L.U \begin{cases} M_{t \max} = 14,05 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 3,90 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 9,75 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 16,77 \text{ KN} \end{cases} \quad E.L.S \begin{cases} M_{t \max} = 10,15 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 2,82 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 7,05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## IV.6.2. Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :

**En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

- On calcule le moment équilibré par la table «  $M_T$  »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left( 21,6 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 72,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 14,05 \text{ KN.m} < M_t = 72,21 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$  soumise à :

$$M_{t \max} = 14,05 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14,05 \times 10^3}{65 \times (21,6)^2 \times 14,17} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,041 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,9836$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}, A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,05 \times 10^3}{0,9836 \times 21,60 \times 348} = 1,90 \text{ cm}^2$$

### IV.6.3. Condition de non fragilité (section en T)

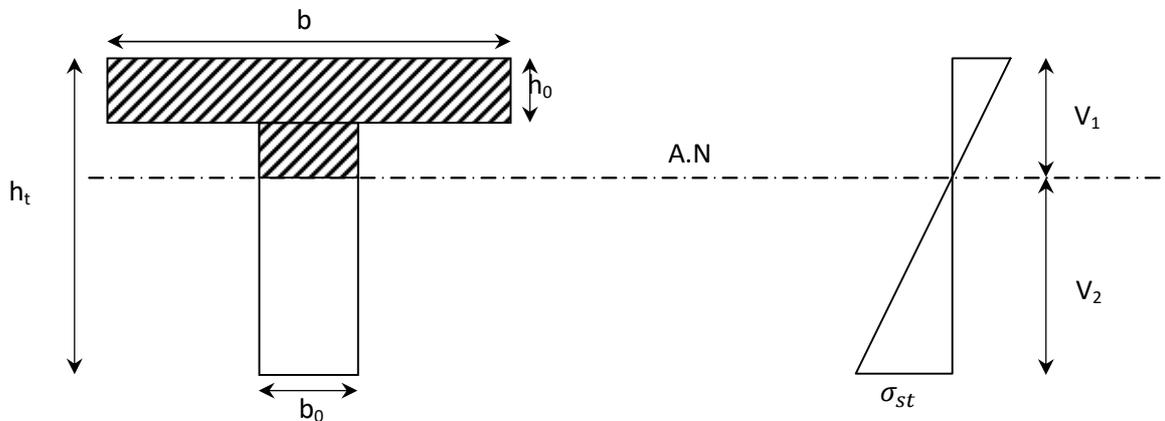


Figure IV.5: Condition de non fragilité (section en T)

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left( b \times h_0 \times \left( h_t - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left( b_0 \times (h_t - h_0) \times \left( \frac{h_t - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left( 65 \times 4 \times \left( 24 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left( 12 \times (24 - 4) \times \left( \frac{24 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (24 - 4))} = 16,24 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 24 - 16,24 = 7,76 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - \left( (b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3 \right)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (7,76)^3 - ((65 - 12) \times (7,76 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (24 - 7,76)^3}{3}$$

$$I = 26317,87 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{26317,87 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 16,24 \times 400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 1,90 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,44 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

On prend : **3T10** ; ( $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$ ).

**Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9,75 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,123 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,165 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,934 .$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,75 \times 10^3}{0,934 \times 21,6 \times 348} = 1,39 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{26317,87 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 7,76 \times 400} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 1,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,92 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

On prend : **1T12 (filante) + 1T10 (chapeau)** ; ( $A_s = 1,92 \text{ cm}^2$ )

**Sur appui de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 30) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,90 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,0492 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,0631 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,9748 .$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,90 \times 10^3}{0,9748 \times 21,60 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

IV.7. Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{26317,87 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 7,76 \times 400} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 0,53 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 0,92 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

On prend  $A_s = 0,92cm^2$

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ; ( $A_s = 1,57 cm^2$ )

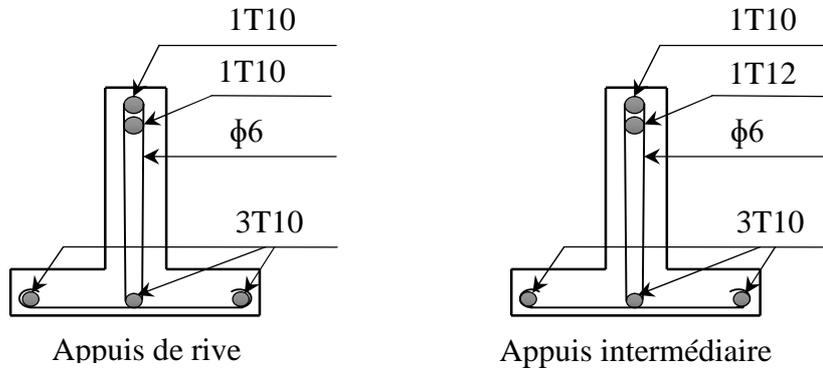


Figure .IV.6 ferrailages poutrelles Étages courants

**IV.7.1. Vérification à l'E.L.S :**

Le moment dans le plancher courant est ( $M_{t_{ser}}=10,15 Kn.m$ )

**Position de l'axe neutre :**

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

$b=65cm$ ;  $\eta=15$ ;  $A'=0$ ;  $A=0,92 cm^2$ ;  $d=18,9 cm$ ;  $b_0=12cm$ .

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[ (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\frac{12 \times y^2}{2} + [(65 - 12)4 + 15 \times (1,90 + 0)]y - \left[ (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 21,60 \times 1,90) + (15 \times 0 \times 0,2) \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 225,8y - 722,08 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2,96cm$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A' (y - d')^2 + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3} 2,96^3 - (65 - 12) \frac{(2,96 - 4)^3}{3} + 15 \times 0 (2,96 - 0,2)^2 + 15 \times 0,92 (21,6 - 2,96)^2$$

$$I = 5376,59 cm^4$$

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,15 \times 10^3}{5376,59} \times 2,96 = 5,59 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5,59 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⊗ Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$

**Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{16,77 \times 10^3}{120 \times 216} = 0,662 MPa$$

Fissuration non préjudiciable

$$\overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right) \quad \overline{\tau}_u = \min (3,33 MPa ; 5 MPa) = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = 0,662 MPa < \overline{\tau}_u = 3,33 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Les armatures transversales  $A_t$  :**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L_{min}} \right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min \left( \frac{240}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right) = 6,86 mm$$

On adopte :

$$\Phi_t = 6 mm$$

**Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min (0,9d ; 40 cm) \\ S_t &\leq \min (19,44 ; 40 cm) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t \leq 19,44 cm$$

On Prend:  $S_t = 15 cm$

**La section des armatures transversales :**

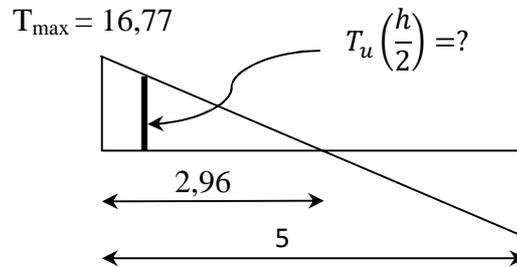
$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left( \tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{ij})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$k = 1$  (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = 2,1 MPa ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 MPa ; \gamma_s = 1,15$$

$$D'o\grave{u} : \tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant  $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$  par la m\^ethode des triangles semblables.



$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{X - \left(\frac{h}{2}\right)} \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

Avec :  $T_{max} = 16,77 \text{ KN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{5}{2} + \frac{9,75 - 3,90}{6,24 \times 5} = 2,69 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{16,77 \times (2,69 - 0,12)}{2,69} = 16,02 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{16,77 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,65 \text{ MPa}$$

$$D'apr\grave{e}s (1) : \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,65 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 2,09 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,331 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \times \frac{f_e}{b_0} \geq 0,4 \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3)  $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,02 \text{ cm}$

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

On trouve :  $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

D'après le RPA 99 (version 2003)

#### Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_t ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

Espacement dans la zone courante :

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

#### Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 16,02 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 9.75 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{9.75}{0,9 \times 21,6 \times 10^{-2}} = 50.15 \text{ kN}$$

$$F_u = 50.15 \text{ kN} > T_u = 16,02 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

#### Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec } : \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0} , \text{ Où :}$$

a : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de  $45^\circ$

donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 16,77 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0197 \text{ m} = 1,97 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9d)$$

a' : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 50cm.

$c'$  : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 50 - 2 - 2 = 46 \text{ cm}$$

$$a = \min(46 \text{ cm} ; 19,44 \text{ cm}) = 19,44 \text{ cm}$$

$a = 19,44 \text{ cm} > 1,97 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

**Entraînement des armatures :**

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

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisailment ;  $\psi_s = 1,5$  pour H.A

T : L'effort tranchant max ; T = 16,77 KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,77 \text{ cm}$ .

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{16,77 \times 10^3}{19,44 \times 3,77 \times 3 \times 10^2} = 0,763 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,763 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée.

**Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :  $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$ .

**IV.7.2. Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{24}{500} = 0,048 > 0,04 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{24}{500} = 0,048 > \frac{10,15}{15 \times 19,50} = 0,034 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,90}{12 \times 21,6} = 0,007 \leq \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

**III.4.b -Plancher étage Commercial : D'après le (DTR BC 2.2)**Charge permanente = G= 5,44 kN/m<sup>2</sup>Surcharge d'exploitation = Q = 2,5 kN/m<sup>2</sup>**III.4.b.1 Détermination des sollicitations :**Calcul  $\alpha$  rapport des charges :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2,5}{2,5+5,44} = 0,315$ **Moment Isostatique:**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7,21 \times 5^2}{8} = 22,53 \text{ KN.m}$$

Tableau .IV.2 Récapitulatif des résultats obtenus (Plancher étages commercial)

Bloc	Type	Travée	L (m)	E, L, U (KN.m)						E, L, S (KN.m)			
				M <sub>0</sub>	M <sub>T</sub>	M <sub>G</sub>	M <sub>D</sub>	T <sub>G</sub>	T <sub>D</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>T</sub>	M <sub>G</sub>	M <sub>D</sub>
02	01	A-B	05	22,53	16,67	4,51	11,27	16,67	-19,38	16,13	11,93	3,23	8,07
		B-C	05	22,53	14,45	11,27	9,01	18,48	-17,57	16,13	10,32	8,07	6,45
		C-D	05	22,53	15,55	9,01	9,01	18,03	-18,03	16,13	11,13	6,45	6,45
		D-E	05	22,53	15,55	9,01	9,01	18,03	-18,03	16,13	11,13	6,45	6,45
		E-F	05	22,53	14,45	9,01	11,27	17,57	-18,48	16,13	10,32	6,45	8,07
		F-G	05	22,53	16,67	11,27	4,51	19,38	-16,67	16,13	11,93	8,07	3,23
02 et 03	02	A-B	05	22,53	16,67	4,51	11,27	16,67	-19,38	16,13	11,93	3,23	8,07
		B-C	05	22,53	14,45	11,27	9,01	18,48	-17,57	16,13	10,32	8,07	6,45
		C-D	05	22,53	15,55	9,01	9,01	18,03	-18,03	16,13	11,13	6,45	6,45
		D-E	05	22,53	14,45	9,01	11,27	17,57	-18,48	16,13	10,32	6,45	8,07
		E-F	05	22,53	16,67	11,27	4,51	19,38	-16,67	16,13	11,93	8,07	3,23
01 et 03	03	A-B	05	22,53	16,67	4,51	11,27	16,67	-19,38	16,13	11,93	3,23	8,07
		B-C	05	22,53	14,45	11,27	9,01	18,48	-17,57	16,13	10,32	8,07	6,45
		C-D	05	22,53	14,45	9,01	11,27	17,57	-18,48	16,13	10,32	6,45	8,07
		D-E	05	22,53	16,67	11,27	4,51	19,38	-16,67	16,13	11,93	8,07	3,23
01 et 02	04	A-B	05	22,53	16,67	4,51	11,27	16,67	-19,38	16,13	11,93	3,23	8,07
		B-C	05	22,53	13,29	11,27	11,27	18,03	-18,03	16,13	10,32	8,07	8,07
		C-D	05	22,53	16,67	11,27	4,51	19,38	-16,67	16,13	11,93	8,07	3,23
02	05	A-B	05	22,53	15,55	4,51	13,52	16,22	-19,83	16,13	11,13	3,23	9,68
		B-C	05	22,53	15,55	13,52	4,51	19,83	-16,32	16,13	11,13	9,68	3,23

## Type 03

## IV.6. Calcul du ferrailage des Poutrelles :(à l'ELU) :

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T comme le montre le schéma suivant :

**Donnée :**

Largeur de la (table) :  $b = 65$  cm.

Largeur de la poutrelle (nervure) :  $b_0 = 12$  cm.

La hauteur de la (table) :  $h_0 = 4$  cm.

La hauteur de la poutrelle (nervure) :  $h_t = 24$  cm.

Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9h_t = 21,6$  cm.

Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400$  Mpa.

Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  Mpa.

Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1$  Mpa.

Fissuration non préjudiciable.

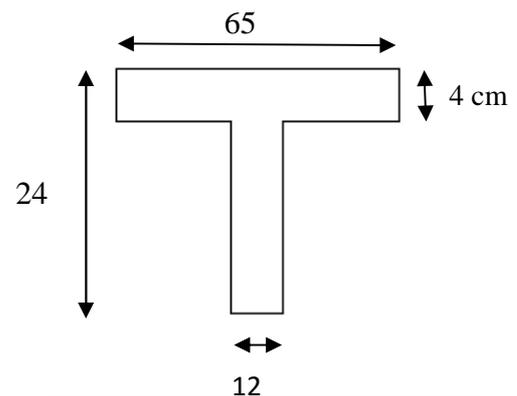


Figure IV.7:section en T

## IV.6.1. Plancher étage commercial:

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$E.L.U \begin{cases} M_{t \max} = 16,67 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 4,51 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 11,27 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 19,83 \text{ KN} \end{cases} \quad E.L.S \begin{cases} M_{t \max} = 11,93 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 3,23 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 8,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## IV.6.2. Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :

**En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

- On calcule le moment équilibré par la table «  $M_T$  »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left( 21,6 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 72,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 16,67 \text{ KN.m} < M_t = 72,21 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_t) = (65 \times 24)$  cm<sup>2</sup> soumise à :

$$M_{t_{max}} = 16,67 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t_{max}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,67 \times 10^3}{65 \times (21,6)^2 \times 14,17} = 0,0388 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,0495 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,9802$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}, A_s = \frac{M_{t_{max}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,67 \times 10^3}{0,9802 \times 21,60 \times 348} = 2,26 \text{ cm}^2$$

**IV.6.3. Condition de non fragilité (section en Tê) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left( b \times h_0 \times \left( h_t - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left( b_0 \times (h_t - h_0) \times \left( \frac{h_t - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left( 65 \times 4 \times \left( 24 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left( 12 \times (24 - 4) \times \left( \frac{24 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (24 - 4))} = 16,24 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 24 - 16,24 = 7,76 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - \left( (b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3 \right)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$I = \frac{65 \times (7,76)^3 - \left( (65 - 12) \times (7,76 - 4)^3 \right)}{3} + \frac{12 \times (24 - 7,76)^3}{3}$$

$$I = 26317,87 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{26317,87 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 16,24 \times 400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s_{cal}} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,44 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

**On prend : 3T12 ; (A<sub>s</sub>= 3,39 cm<sup>2</sup>).**

**Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,27 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,142 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,192 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,9232.$$

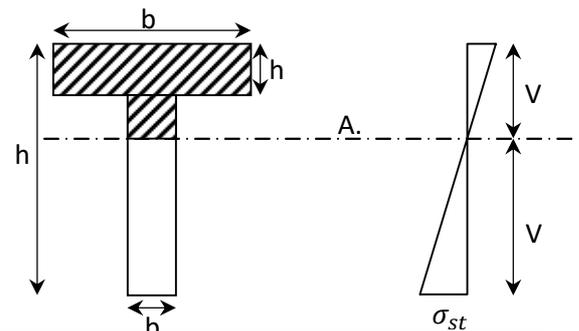


Figure IV.8: Condition de non

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,27 \times 10^3}{0,9232 \times 21,6 \times 348} = 1,62 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{26317,87 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 7,76 \times 400} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s\text{cal}} = 1,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,92 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

**On prend : 1T12 (filante) + 1T12 (chapeau) ; ( $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ )**

**Sur appui de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 30) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4,51 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,0568 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,0731 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,9708$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,51 \times 10^3}{0,9708 \times 21,6 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2$$

**IV.7. Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{26317,87 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 16,24 \times 400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s\text{cal}} = 0,62 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0,44 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

On prend  $A_s = 0,62 \text{ cm}^2$

**On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ; ( $A_s = 1,92 \text{ cm}^2$ )**

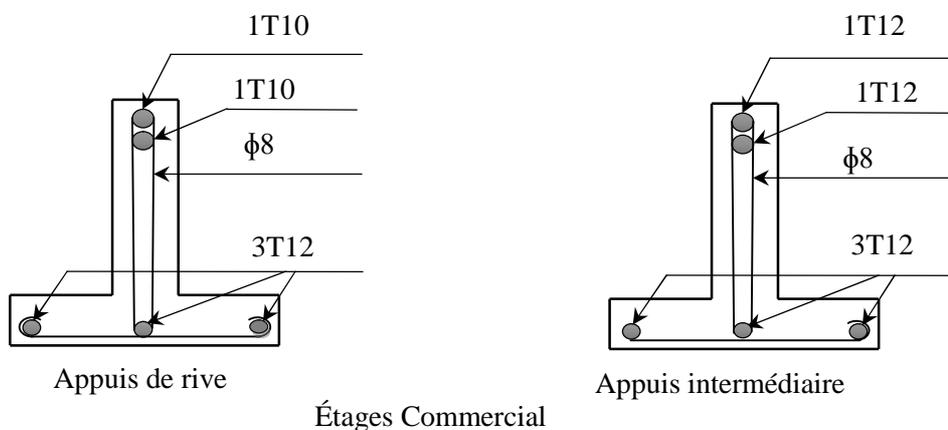


Figure IV.9: Dessin de ferrailage des poutrelles des étages commercial.

**IV.7.1. Vérification à l'E.L.S :**

Le moment dans le plancher commercial est ( $M_{t_{ser}}=11,93 \text{ Kn.m}$ )

Position de l'axe neutre :

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

$b=65\text{cm}$ ;  $\eta=15$ ;  $A'=0$ ;  $A=0,62 \text{ cm}^2$ ;  $d=21,6 \text{ cm}$ ;  $b_0=12\text{cm}$ .

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[ (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\frac{12 \times y^2}{2} + [(65 - 12)4 + 15 \times (0,62 + 0)]y - \left[ (65 - 12)\frac{4^2}{2} + (15 \times 21,6 \times 0,62) + (15 \times 0 \times 0,2) \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 221,30y - 624,88 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2,64 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A' (y - d')^2 + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3} 2,64^3 - (65 - 12) \frac{(2,64 - 4)^3}{3} + 15 \times 0 (2,64 - 0,2)^2 + 15 \times 0,62 (21,60 - 2,64)^2$$

$$I = 3786,28 \text{ cm}^4$$

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11,93 \times 10^3}{3786,28} \times 2,64 = 8,32 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⊗ Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$

**Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{19,38 \times 10^3}{120 \times 216} = 0,748 \text{ MPa}$$

Fissuration non préjudiciable

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

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33MPa ; 5MPa) = 3,33MPa$$

$\tau_u = 0,748MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa$  ..... Condition vérifiée.

**Les armatures transversales  $A_t$  :**

D’après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{Lmin}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 6,86mm$$

On adopte :  $\Phi_t = 6mm$

**Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d ; 40cm) \\ S_t &\leq \min(19,44; 40cm) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t \leq 19,44cm$$

On Prend:  $S_t = 15cm$

**La section des armatures transversales :**

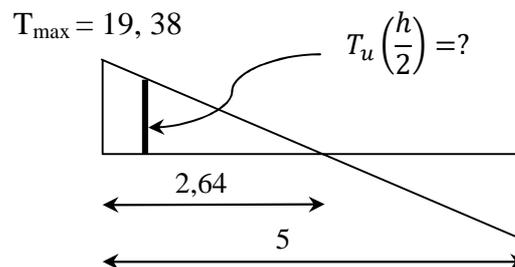
$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{ij})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \tag{1}$$

$k=1$  (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = 2,1MPa ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235MPa ; \gamma_s = 1,15$$

D’où :

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$



On calcul la valeur de l’effort tranchant  $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$  par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{X - \left(\frac{h}{2}\right)} \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

**On calcul la distance « X » :**

Avec :  $T_{\max} = 19,38 \text{ KN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{5}{2} + \frac{11,27 - 4,51}{7,21 \times 5} = 2,69 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12 \text{ m}$$

$$T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{19,38 \times (2,64 - 0,12)}{2,64} = 18,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{19,38 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,75 \text{ MPa}$$

$$D'après (1) : \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,75 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 7,83 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,38 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,40 \text{ MPa}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \times \frac{f_e}{b_0} \geq 0,40 \Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} = \frac{0,40 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3)  $\Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \geq 0,02 \text{ cm}$

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

On trouve :  $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

D'après le RPA 99 (version 2003)

**Espacement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

**Espacement dans la zone courante :**

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

**Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 19,38 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 11,27 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{11,27}{0,9 \times 21,60 \times 10^{-2}} = 57,97 \text{ kN}$$

$$F_u = 57,97 \text{ kN} > T_u = 19,38 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

### Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où : a : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 19,38 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0228 \text{ m} = 2,28 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d)$$

a' : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 50cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 50 - 2 - 2 = 46 \text{ cm}$$

$$a = \min(46 \text{ cm} ; 19,44 \text{ cm}) = 19,44 \text{ cm}$$

$$a = 19,44 \text{ cm} > 2,28 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### Entraînement des armatures :

#### Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H.A

T : L'effort tranchant max ; T = 19,38 KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

μ : Périmètre d’armatures tendue ; μ = πΦ = π x 1,2= 3,77 cm.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{19,38 \times 10^3}{19,44 \times 3,77 \times 3 \times 10^2} = 0,881 MPa$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\tau_{ser} = 0,881 MPa < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 MPa \dots\dots\dots Condition vérifiée.$$

**Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit « L<sub>s</sub> » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d’adhérence τ<sub>s</sub>.

La contrainte d’adhérence τ<sub>s</sub> est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 MPa$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 cm$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d’une valeur « r » : r = 5,5Φ = 5,5 x 1 = 5,5 cm.

**IV.7.2. Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{24}{500} = 0,048 > 0,040 \dots\dots\dots Condition vérifiée \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0ser}} \Rightarrow \frac{24}{500} = 0,048 > \frac{11,93}{15 \times 22,53} = 0,035 \dots\dots\dots Condition vérifiée \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{12 \times 21,6} = 0,0087 \geq \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots Condition vérifiée \end{array} \right.$$

**Vérification la flèche :**

$$E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{ij}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,195 N.m^{-2}$$

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{ser} \times L^4}{EI} \leq \overline{f_{adm}} = \frac{L}{200}$$

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{5,16 \times 5^4}{EI} \leq \overline{f_{adm}} = \frac{500}{200}$$

$$f_{cal} = 2,64\text{ mm} \leq \overline{f_{adm}} = 25\text{ mm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**III.4.b.1 .c-Plancher terrasse (inaccessible) : D'après le (DTR BC 2.2)**

Charge permanente : G=6,08 kN/m<sup>2</sup>

Surcharge : Q=1 KN/m<sup>2</sup>

**Détermination des sollicitations :**

$$\text{Calcul } \alpha \text{ rapport des charges : } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,08} = 0,141$$

**Moment Isostatique:**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \left\{ M_{0A} = M_{0B} = M_{0C} = M_{0D} = M_{0E} = \frac{6,31 \times 5^2}{8} = 19,72\text{ KN.m} \right.$$

Tableau .IV.3 Récapitulatif des résultats obtenus (Plancher étages Terrasse)

Bloc	Type	Travée	L (m)	E, L, U (KN.m)						E, L, S (KN.m)			
				M <sub>0</sub>	M <sub>T</sub>	M <sub>G</sub>	M <sub>D</sub>	T <sub>G</sub>	T <sub>D</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>T</sub>	M <sub>G</sub>	M <sub>D</sub>
02	01	A-B	05	19,72	13,81	3,94	9,86	14,59	-16,96	14,38	10,07	2,88	7,19
		B-C	05	19,72	11,84	9,86	7,89	16,17	-15,39	14,38	8,63	7,19	5,75
		C-D	05	19,72	12,82	7,89	7,89	15,78	-15,78	14,38	9,35	5,75	5,75
		D-E	05	19,72	12,82	7,89	7,89	15,78	-15,78	14,38	9,35	5,75	5,75
		E-F	05	19,72	11,84	7,89	9,86	15,39	-16,17	14,38	8,63	5,75	7,19
		F-G	05	19,72	13,81	9,86	3,94	16,96	-14,59	14,38	10,07	7,19	2,88
02 et 03	02	A-B	05	19,72	13,81	3,94	9,86	14,59	-16,96	14,38	10,07	2,88	7,19
		B-C	05	19,72	11,84	9,86	7,89	16,17	-15,39	14,38	8,63	7,19	5,75
		C-D	05	19,72	12,82	7,89	7,89	15,78	-15,78	14,38	9,35	5,75	5,75
		D-E	05	19,72	11,84	7,89	9,86	15,39	-16,17	14,38	8,63	5,75	7,19
		E-F	05	19,72	13,81	9,86	3,94	16,96	-14,59	14,38	10,07	7,19	2,88
01 et 03	03	A-B	05	19,72	13,81	3,94	9,86	14,59	-16,96	14,38	10,07	2,88	7,19
		B-C	05	19,72	11,84	9,86	7,89	16,17	-15,39	14,38	8,63	7,19	5,75
		C-D	05	19,72	11,84	7,89	9,86	15,39	-16,17	14,38	8,63	5,75	7,19
		D-E	05	19,72	13,81	9,86	3,94	16,96	-14,59	14,38	10,07	7,19	2,88
01 et 02	04	A-B	05	19,72	13,81	3,94	9,86	14,59	-16,96	14,38	10,07	2,88	7,19
		B-C	05	19,72	10,85	9,86	9,86	15,78	-15,78	14,38	7,91	7,19	7,19
		C-D	05	19,72	13,81	9,86	3,94	16,96	-14,59	14,38	10,07	7,19	2,88

## Type 03

## IV.6. Calcul du ferrailage des poutrelles :(à l'ELU) :

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T comme le montre le schéma suivant :

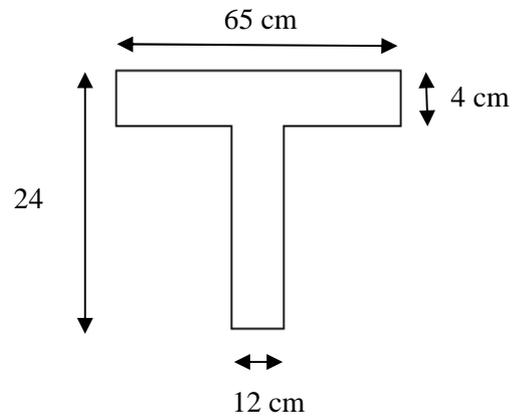


Figure IV.10:section en T

Donnée :

Largeur de la (table) :  $b = 65$  cm.

Largeur de la poutrelle (nervure) :  $b_0 = 12$  cm.

La hauteur de la (table) :  $h_0 = 4$  cm.

La hauteur de la poutrelle (nervure) :  $h_t = 24$  cm.

Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9h_t = 21,6$  cm.

Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400$  Mpa.

Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  Mpa.

Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1$  Mpa.

Fissuration non préjudiciable

## IV.6.1. Plancher étage de terrasse:

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$E.L.U \begin{cases} M_{t \max} = 13,81 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 3,94 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 9,86 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 16,96 \text{ KN} \end{cases} \quad E.L.S \begin{cases} M_{t \max} = 10,07 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 2,88 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 7,19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## IV.6.2. Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :

En travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

- On calcule le moment équilibré par la table «  $M_T$  »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 5 \times 14,17 \times \left( 21,6 - \frac{5}{2} \right) \times 10^{-3} = 87,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 13,81 \text{ kN.m} < M_t = 87,96 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_t) = (65 \times 21) \text{ cm}^2$  soumise à :

$$M_{t \max} = 13,81 \text{ kN.m} .$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,81 \times 10^3}{65 \times (21,60)^2 \times 14,17} = 0,0321 < \mu_t = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,0408 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,9837 .$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,81 \times 10^3}{0,9837 \times 21,6 \times 348} = 1,87 \text{ cm}^2$$

**IV.6.3. Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left( b \times h_0 \times \left( h_t - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left( b_0 \times (h_t - h_0) \times \left( \frac{h_t - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left( 65 \times 4 \times \left( 24 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left( 12 \times (24 - 4) \times \left( \frac{24 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (24 - 4))} = 16,24 \text{ cm}$$

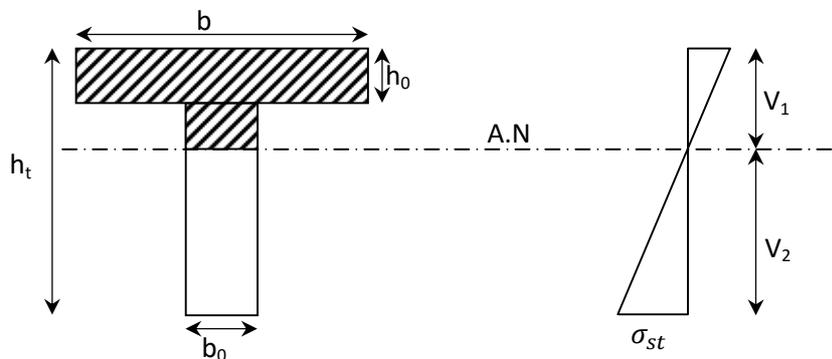


Figure IV.11: Condition de non fragilité (section en T)

$$V_1 = h_t - V_2 = 24 - 16,24 = 7,76 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - \left( (b-b_0) \times (V_1 - h_0)^3 \right)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$I = \frac{65 \times (7,76)^3 - \left( (65-12) \times (7,76-4)^3 \right)}{3} + \frac{12 \times (24-7,76)^3}{3}$$

$$I = 26317,87 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{26317,87 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 16,24 \times 400} = 0,34 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 1,87 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,34 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée.

On prend : 3T12 ; ( $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ )

**Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9,86 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,1243 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,1665 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,9334$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,86 \times 10^3}{0,9334 \times 21,6 \times 348} = 1,41 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{26317,87 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 7,76 \times 400} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 1,41 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,92 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée.

On prend : 1T10 (filante) + 1T12 (chapeau) ; ( $A_s = 1,92 \text{ cm}^2$ )

**Sur appui de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 30) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,94 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,0497 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,0638 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,9745$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,94 \times 10^3}{0,9745 \times 21,6 \times 348} = 0,54 \text{ cm}^2$$

**IV.7. Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{26317,87 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 7,76 \times 400} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s\text{cal}} = 0,54 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 0,92 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée.

On prend  $A_s = 0,92 \text{ cm}^2$

**On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ; ( $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$ )**

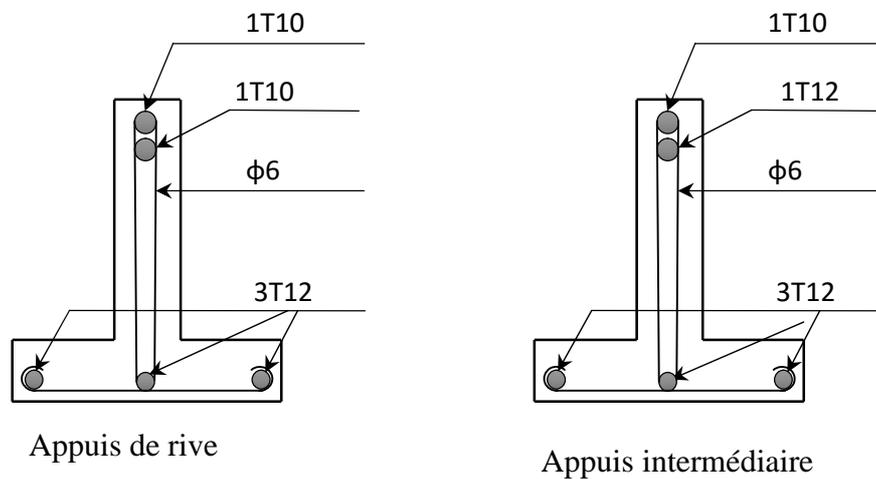


Figure IV.12 : Dessin de ferrailage des poutrelles (étage de terrasse)

**IV.7.1. Vérification à l'E.L.S :**

Le moment dans le plancher de terrasse est ( $M_{t\text{ser}}=10,07 \text{ Kn.m}$ )

**Position de l'axe neutre :**

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

$b=65\text{cm}$ ;  $\eta=15$ ;  $A'=0$ ;  $A=0,92 \text{ cm}^2$ ;  $d=21,6 \text{ cm}$ ;  $b_0=12\text{cm}$ .

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0) h_0 + \eta (A + A')] y - \left[ (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta d A + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\frac{12 \times y^2}{2} + [(65-12)4 + 15 \times (0,92+0)]y - \left[ (65-12)\frac{4^2}{2} + (15 \times 21,6 \times 0,92) + (15 \times 0 \times 0,2) \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 225,8y - 722,08 = 0 \Rightarrow y = 2,96 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A' (y - d')^2 + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3} 2,96^3 - (65-12) \frac{(2,96-4)^3}{3} + 15 \times 0 (2,96-0,2)^2 + 15 \times 0,92 (21,60 - 2,96)^2$$

$$I = 5376,59 \text{ cm}^4$$

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,07 \times 10^3}{5376,59} \times 2,96 = 5,54 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⊗ Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$

**Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{16,96 \times 10^3}{120 \times 216} = 0,654 \text{ MPa}$$

Fissuration non préjudiciable

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

$$\overline{\tau}_u = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,654 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**Les armatures transversales  $A_t$  :**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L_{min}} \right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min \left( \frac{240}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right) = 6,86 \text{ mm}$$

On adopte :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

**Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t &\leq \min(19,44; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t \leq 19,44 \text{ cm}$$

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

**La section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left( \tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{ij})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

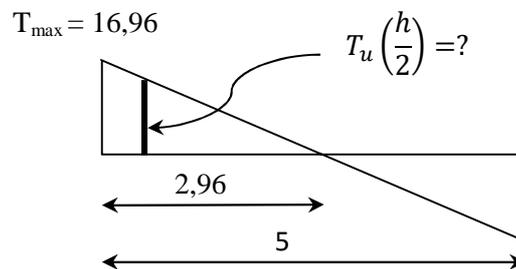
$k=1$  (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

D'où :

$$\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left( \frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant  $T_u \left( \frac{h}{2} \right)$  par la méthode des triangles semblables.



$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left( \frac{h}{2} \right)}{X - \left( \frac{h}{2} \right)} \Rightarrow T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_{max} \times \left[ X - \left( \frac{h}{2} \right) \right]}{X}$$

**On calcule la distance « X » :**

Avec :  $T_{max} = 16,96 \text{ KN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{5}{2} + \frac{9,86 - 3,94}{6,31 \times 5} = 2,69 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12 \text{ m}$$

$$T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{16,96 \times (2,69 - 0,12)}{2,69} = 16,20 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{16,20 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\text{D'après (1) : } \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,625 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = -32,62 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,313 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa}) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \times \frac{f_e}{b_0} \geq 0,4 \Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3)  $\Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \geq 0,02 \text{ cm}$

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

On trouve :  $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

**D'après le RPA 99 (version 2003)**

**Espacement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\Phi_t ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

**Espacement dans la zone courante :**

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

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 16,96 \text{ kN} ; M_{appui} = 9,86 \text{ kN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{9,86}{0,9 \times 21,60 \times 10^{-2}} = 50,72 \text{ kN}$$

$$F_u = 50,72 \text{ kN} > T_u = 16,96 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

**Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec } : \begin{cases} F_b = T \sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où : a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\frac{T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 16,96 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0199m = 1,99cm$$

$$a = \min(a'; 0,9d)$$

a' : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 50cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 50 - 2 - 2 = 46cm$$

$$a = \min(46cm ; 19,44cm) = 19,44cm$$

$$a = 19,44cm > 1,99cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### Entraînement des armatures :

#### Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H.A

T : L'effort tranchant max ; T = 16,96 KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;

$$\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,77 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{16,96 \times 10^3}{19,44 \times 3,77 \times 3 \times 10^2} = 0,771MPa;$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,771 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ( $b = 30 \text{ cm}$ ), on est obligés de courber les armatures d'une valeur «  $r$  » :  $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$ .

#### IV.7.2. Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{24}{500} = 0,048 > 0,04 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0ser}} \Rightarrow \frac{24}{500} = 0,048 > \frac{10,07}{15 \times 14,38} = 0,047 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,87}{12 \times 21,6} = 0,0072 \leq \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

**B-PLANCHERS EN DALLE PLEINE**

**IV .B.1 -Etude de la dalle pleine (Sous-sol):**

**Exemple de calcul :**

**IV .B.1 .1-Épaisseur minimale requise  $h_0$  :**

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} \quad \text{Si } \alpha < 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{Si } \alpha > 0.4$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :

$l_x$  : la petite portée du panneau de dalle.

$l_y$  : la grande portée du panneau de dalle.

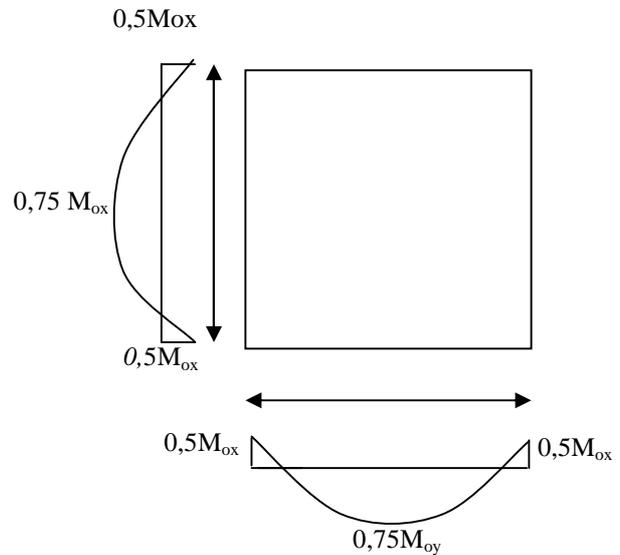


Fig IV.B.1 : panneau de dalle le plus sollicité

**Panneau intermédiaire :**

$$l_x = 5 \text{ m} \quad l_y = 5 \text{ m}$$

**IV .B.2 Chargement :**

- **Charge permanente :**

$$G = 5.90 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 5.00 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**IV .B.2.1 :Charge ultime :**

$$Q_{ult} = (1.35G + 1.5Q) = 15.47 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur :  $Q_{ult} = 15.47 \times 1 = 15.47 \text{ KN} / \text{m} .$

- **Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{500}{500} = 1 > 0.4 \quad \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$ELU \rightarrow \alpha = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

- **Moment isostatique :**

**Sens  $L_x$  :**

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2 = 0.0368 \times 15.47 \times 5^2 \Rightarrow M_{0x} = 14.23 \text{ KN} . \text{m}$$

**Sens  $L_y$  :**

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 1 \times 14.23 \Rightarrow M_{0y} = 14.23 \text{ KN.m}$$

**Moments en travée et sur appuis :**

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 14.23 \Rightarrow M_{tx} = M_{ty} = 10.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 14.23 \Rightarrow M_{ax} = M_{ay} = 7.12 \text{ KN.m}$$

**IV .B.3 Calcul de ferrailage :**

**A l'E.L.U :**

**IV .B.3.1.Dalle sous-sol :**

**Pour une bande de 1m de largeur :** ( $b = 100\text{cm}$ ,  $d = 0.9h = 0.9 \times 24 = 21.6\text{cm}$ ).

**IV .B.3.1.A) Les armatures inférieures (en travée) :**

**Sens  $L_x$  :**

$$M_{tx} = M_{ty} = 10.67 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10.67 \times 10^3}{14.17 \times (21.6)^2 \times 100} = 0,016 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s_x} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.67 \times 10^3}{0.992 \times 21.6 \times 348} = 1.43 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**Sens  $L_y$  :**

$$M_{ty} = 10.67 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10.67 \times 10^3}{14.17 \times (21.6)^2 \times 100} = 0,016 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s_y} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.67 \times 10^3}{0.992 \times 21.6 \times 348} = 1.43 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**IV .B.3.1.B) Les armatures supérieures (sur appui):****Appui intermédiaire (panneau intermédiaire) :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 7.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{7.12 \times 10^3}{14.17 \times (21.6)^2 \times 100} = 0,011 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,011 \rightarrow \beta = 0,996$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s_x} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.12 \times 10^3}{0.996 \times 21.6 \times 348} = 0.95 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**IV .B.3.1.C) Pourcentage minimal des armatures :****Sens Ly :**

$$A_y \text{ min (cm}^2/\text{ml)} = 6xh_0$$

$$A_{y \text{ min}} = 8 \times 0.24 = 1.92 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Sens Lx : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{5} \Rightarrow \alpha = 1$$

$$A_{x \text{ min}} = A_{y \text{ min}} \frac{3 - \alpha}{2} = 1.92 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**En travée :**

$$A_{t_x} = \max(A_{s_{x \text{ min}}}, A_{s_x}) = \max(1.92; 1.43) \Rightarrow A_{t_x} = 1.92 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{t_y} = \max(A_{s_{y \text{ min}}}, A_{s_y}) = \max(1.92; 1.43) \Rightarrow A_{t_y} = 1.92 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**Sur appui :**

$$A_{a_x} = \max(A_{s_{y \text{ min}}}, A_{s_y}) = \max(1.92; 0.95) \Rightarrow A_{a_y} = 1.92 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{a_x} = \max(A_{s_{x \text{ min}}}, A_{s_x}) = \max(1.92; 0.95) \Rightarrow A_{a_x} = 1.92 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**Choix des aciers :****Diamètre :**

$$\varnothing \leq \frac{h_0}{10}; d'ou : \varnothing \leq \frac{240}{10}; \text{et puis : } \varnothing \leq 24 \text{ mm.}$$

**IV .B.3.1.D) Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)****Le choix des aciers :****En travée :**

$$\text{Sens } Lx \begin{cases} At_x = 1.92 \text{ cm. / ml} \\ St_x \leq 33 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 = 3.14 \text{ cm. / ml} \\ St = 25 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\text{Sens } Ly \begin{cases} At_y = 1.92 \text{ cm. / ml} \\ St_y \leq 33 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 = 3.14 \text{ cm. / ml} \\ St = 25 \text{ cm.} \end{cases}$$

**Sur appui :****Appui intermédiaire:**

$$\text{Sens } Lx \begin{cases} Aa_x = 1.92 \text{ cm. / ml} \\ Sa_x \leq 33 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 = 3.14 \text{ cm. / ml} \\ St = 25 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\text{Sens } Ly \begin{cases} Aa_y = 1.92 \text{ cm. / ml} \\ Sa_y \leq 33 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 = 3.14 \text{ cm. / ml} \\ St = 25 \text{ cm.} \end{cases}$$

**IV .B.3.1.E) Nécessité de disposer des armatures transversales :**

- 1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur ;
- 2) l'épaisseur de la dalle est de 24 cm ;
- 3) on vérifie l'effort tranchant :

$$\alpha > 0.4 \rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{QLx}{2} \times \frac{1}{1 + (\alpha / 2)} = \frac{10.67 \times 5}{2} \times \frac{1}{1 + (1 / 2)} \Rightarrow V_x = 17.78 \text{ KN} \\ V_y = \frac{QLx}{2} \times \frac{1}{1 + (\alpha / 2)} = \frac{10.67 \times 5}{2} \times \frac{1}{1 + (1 / 2)} \Rightarrow V_y = 17.78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_{max} = \max (V_x ; V_y) \Rightarrow V_{max} = 17.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{17.78 \times 10^3}{1000 \times 216} = 0.08 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.08 \leq \bar{\tau} = 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

**IV .B.4 Les vérifications à L'E.L.S :****IV .B.4.1-Chargement :**Charge permanente :  $G=5.90 \text{ KN/m}^2$ Charge d'exploitation :  $Q=5 \text{ KN/m}^2$ Charge service :  $Q_{ser} = (G+Q) = 10.90 \text{ KN/m}$

**IV .B.4.2 Sollicitations :**

$\alpha = 1 > 0,4$  la dalle travaille suivant les deux sens

$$ELS \rightarrow \alpha = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

**Moment isostatique :**

**Sens  $L_x$  :**

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q_{ser} \cdot L_x^2 = 0.0368 \times 10.9 \times 5^2 \Rightarrow M_{0x} = 10.03 \text{ KN.m}$$

**Sens  $L_y$  :**

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 1 \times 10.03 \Rightarrow M_{0y} = 10.03 \text{ KN.m}$$

**Moments en travée et sur appuis :**

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 10.03 \Rightarrow M_{tx} = M_{ty} = 7.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 10.03 \Rightarrow M_{ax} = M_{ay} = 5.02 \text{ KN.m}$$

**IV .B.4. 3-vérification des contraintes dans le béton :**

**Suivant  $L_x$  :**

**En travée :**  $M_{tx} = M_{ty} = 7.52 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{7.52 \times 10^3}{14.17 \times (21.6)^2 \times 100} = 0,011 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,011 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Sens } L_x : A_{s_x} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.52 \times 10^3}{0.992 \times 21.6 \times 348} = 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Sens } L_y : A_{s_y} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.52 \times 10^3}{0.992 \times 21.6 \times 348} = 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

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

$$Y = \frac{by^2}{2} + \eta \cdot A_s'(y-d) - \eta \cdot A_s(d-y) = 0$$

**On a :**  $A_s = 0$ ; et  $\eta = 15$

$$Y = 50y^2 + 15 \times 0 \times (y - 21.6) - 15 \times 1.01 \times (21.6 - y) = 0$$

**Donc :**  $y = 2.41 \text{ cm}$

**Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 \Rightarrow I = \frac{100 \times 2.41^3}{3} + 15 \times 1.01(21.6 - 2.41)^2.$$

$$I = 6045.66 \text{ cm}^4$$

**La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7.52 \times 10^3}{6045.66} \times 2.41 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3 \text{ Mpa}$$

**La contrainte admissible du béton  $\bar{\sigma}_{bc}$  :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 3 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

**Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 5.02 \text{ KN} \cdot \text{m} \Rightarrow A_s = 0.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Position de l'axe neutre (y) : y=2.41 cm**

**Moment d'inertie (I):  $I = 6045.66 \text{ cm}^4$**

**La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$  :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{5.02 \times 10^3}{6045.66} \times 2.41 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 2 \text{ Mpa}.$$

**La contrainte admissible du béton  $\bar{\sigma}_{bc}$  :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 2 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}.$$

Donc les armatures calculées conviennent

**IV .B.4.4-Disposition du ferrailage :**

- **Arrêt des barres :**

**C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total :**

$$FeE 400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Donc :  $L_s = 40\Phi = 40.1 = 40 \text{ cm}.$

**5.2-Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_1 = \max(L_s; 0.2L_x) = \max(40 \text{ cm}; 100 \text{ cm}) \Rightarrow L_1 = 100 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max(L_s; \frac{L_1}{2}) = \max(40 \text{ cm}; 50 \text{ cm}) \Rightarrow L_2 = 50 \text{ cm}.$$

**Arrêt des barres en travée dans les deux sens :**

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis.

À raison d'un sur deux .Dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au  $L_x/10$  de la portée.

$$\frac{L_x}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm.}$$

- **Armatures finales :**

Suivant  $L_x$  :  $A_t = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; soit  $4T10 / \text{ml}$  avec  $St = 25 \text{ cm}$ .

$A_u = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; soit  $4T10 / \text{ml}$  avec  $St = 25 \text{ cm}$ .

Suivant  $L_y$  :  $A_t = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; soit  $4T10 / \text{ml}$  avec  $St = 25 \text{ cm}$ .

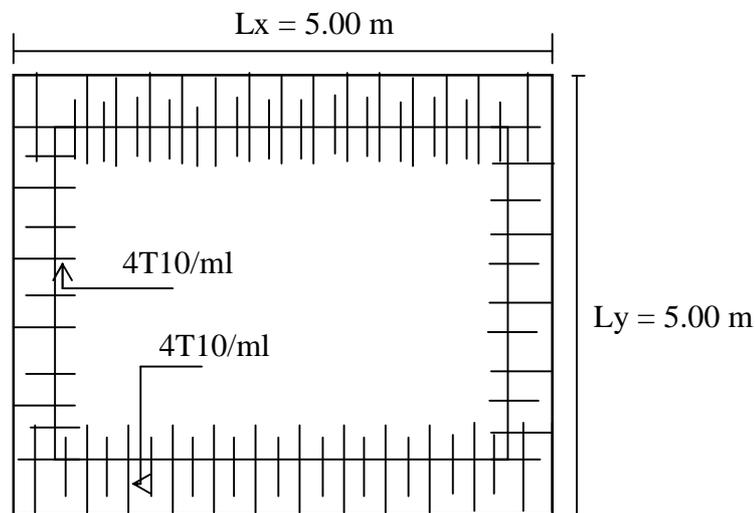


Fig IV.B.2 : Dessin Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine.

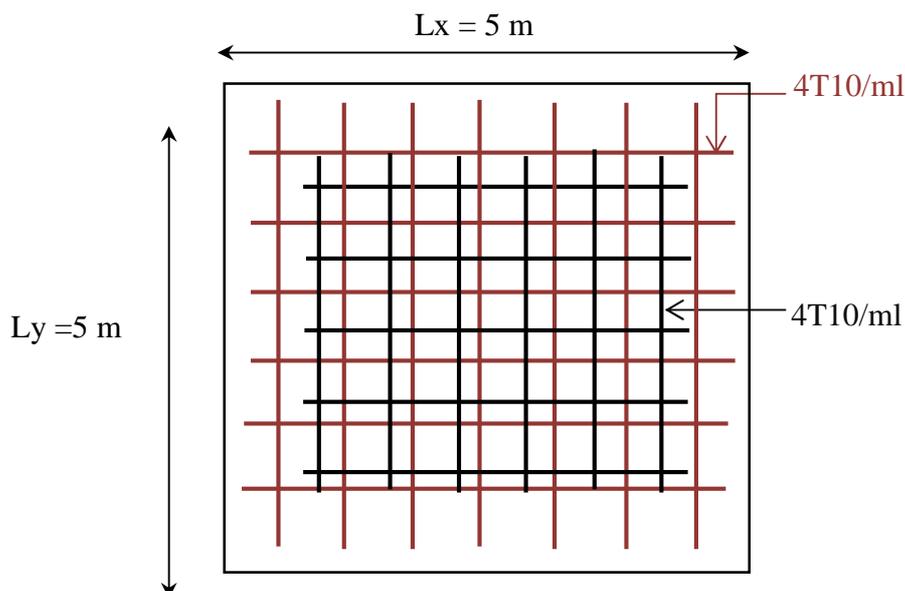


Fig IV.B.3 : Dessin Ferrailage inférieur du panneau de la dalle pleine.



## **Chapitre –V–**

---

### **Etude sismique**

## ETUDE SISMIQUE

### V.1. Introduction

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur le bâtiment. Ce phénomène naturel peut causer des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude du comportement de structure sous l'effet des actions dynamiques dues au séisme obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismiques algériennes RPA99 /V2003 (Art. 4.1.1).

### V.2. Méthode de calcul : proposée pour le RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

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

#### ➤ La méthode dynamique :

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation) ; les caractéristiques de la structure sont déterminées par le logiciel **ETABS V 9.6** et ceci en adoptant une modélisation par un modèle tridimensionnel encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

### V.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- Notre ouvrage est implanté à TIARET donc en Zone I.
- Notre bâtiment (hôtel) a classé dans le Groupe d'usage B1.
- Notre ouvrage, est en présence d'un sol Meuble catégorie S3.

selon l'article (4.1.2.b Zone I) et groupe d'usage 1B mais elle dépasse 17m) d'où la méthode utilisée c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

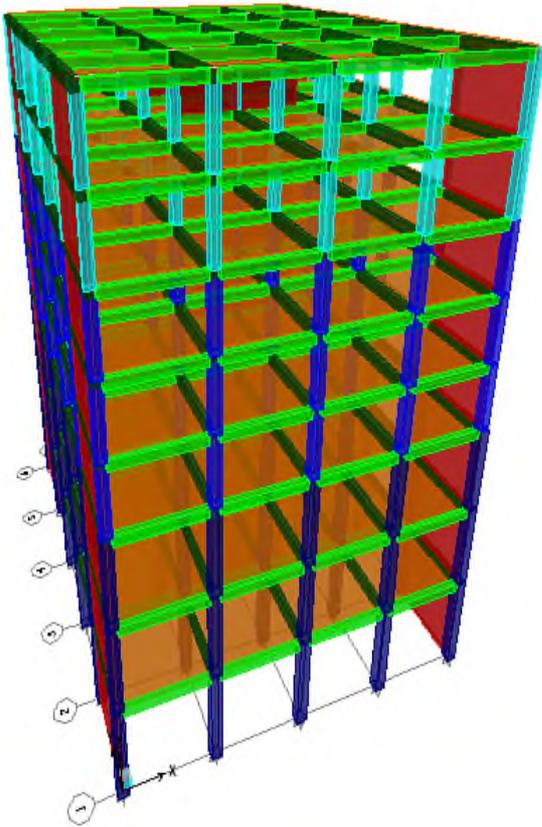
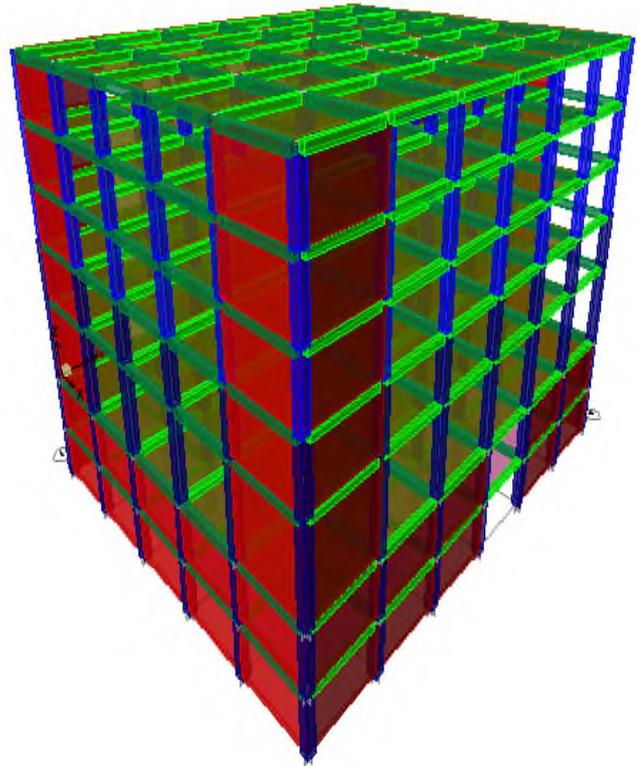
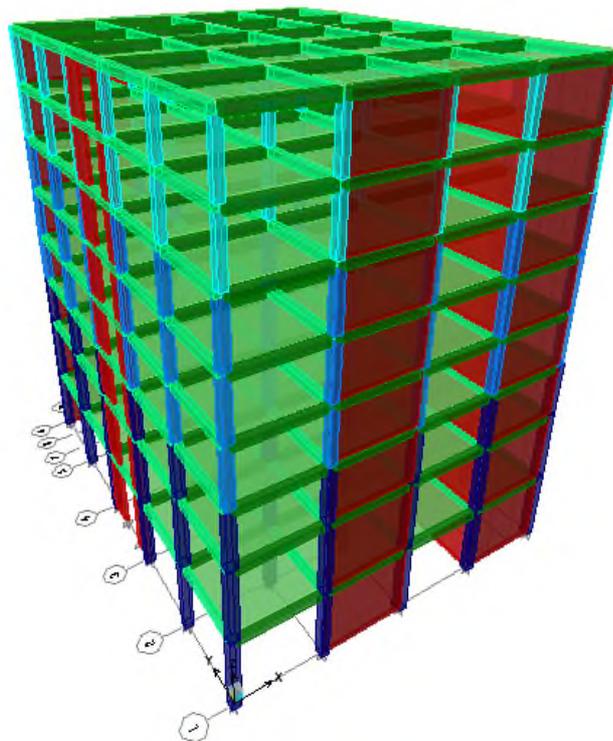
**Bloc 1 :****Bloc 2 :****Bloc 3 :**

Figure V.1 : Modélisation de la structure a l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »

V.4. Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

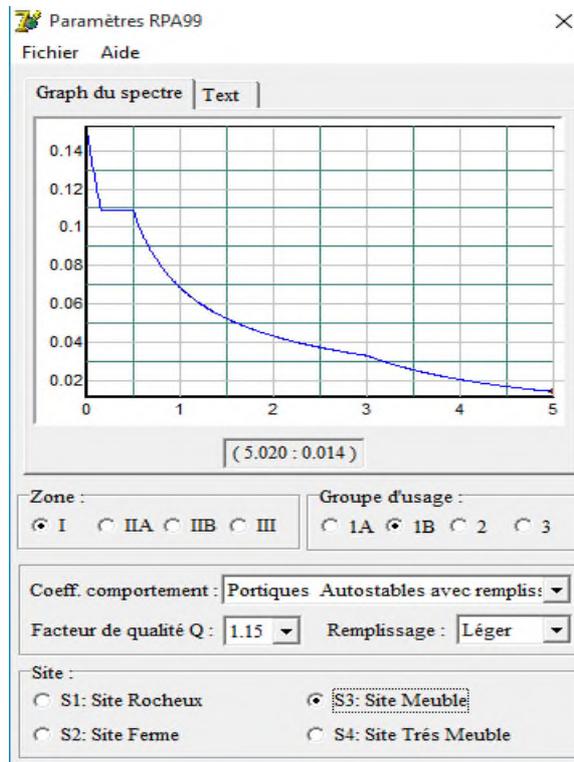


Figure . V.2: Courbe de spectre de réponse.

$$\frac{\delta a}{g} \begin{cases} 1.25 A \left[ 1 + \frac{T}{T} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots Si 0 < T < T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots Si T_1 < T < T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots\dots\dots Si T_2 < T < 3,0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left( \frac{3,0}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots Si T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

**A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 05%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

- $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique RPA99 (tableau 4.2)
- **R** : Coefficient de comportement de la structure RPA99 (tableau 4.3)
- **T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site RPA (tableau 4.7)
- **Q** : Facteur de qualité (tableau 4.4).

**Tableau V.1:** Pourcentage d'amortissement critique

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend :  $\xi = 6$       $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 = \sqrt{\frac{7}{(2+6)}} = 0.935 \geq 0.7$

Q : le facteur de qualité :  $Q = 1 + \Sigma P_q$

**Tableau V.2:** Pénalité à retenir pour le critère de qualité

Critère q	P <sub>q</sub>	
	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
Redondance en plan	0	0,05
Régularité en plan	0	0,05
Régularité en élévation	0	0,05
Control de la qualité des matériaux	0	0,05
Control de la qualité de l'exécution	0	0,10

**Voici les critères à prendre en compte :**

$$Q = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1.15$$

$$Q = 1.15$$

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> :** période caractéristique associées à la catégorie du site.

**Tableau V.3:** Valeurs de T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub> (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2</sub> (sec)	0,3	0,4	0,5	0,7

- Sol meuble ⇒ **Site : S<sub>3</sub>**

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,5 \text{ sec} \end{cases}$$

Les valeurs du coefficient d'accélération de zone « A » sont données comme suite :

Tableau V.4: Coefficient d'accélération de zone « A »

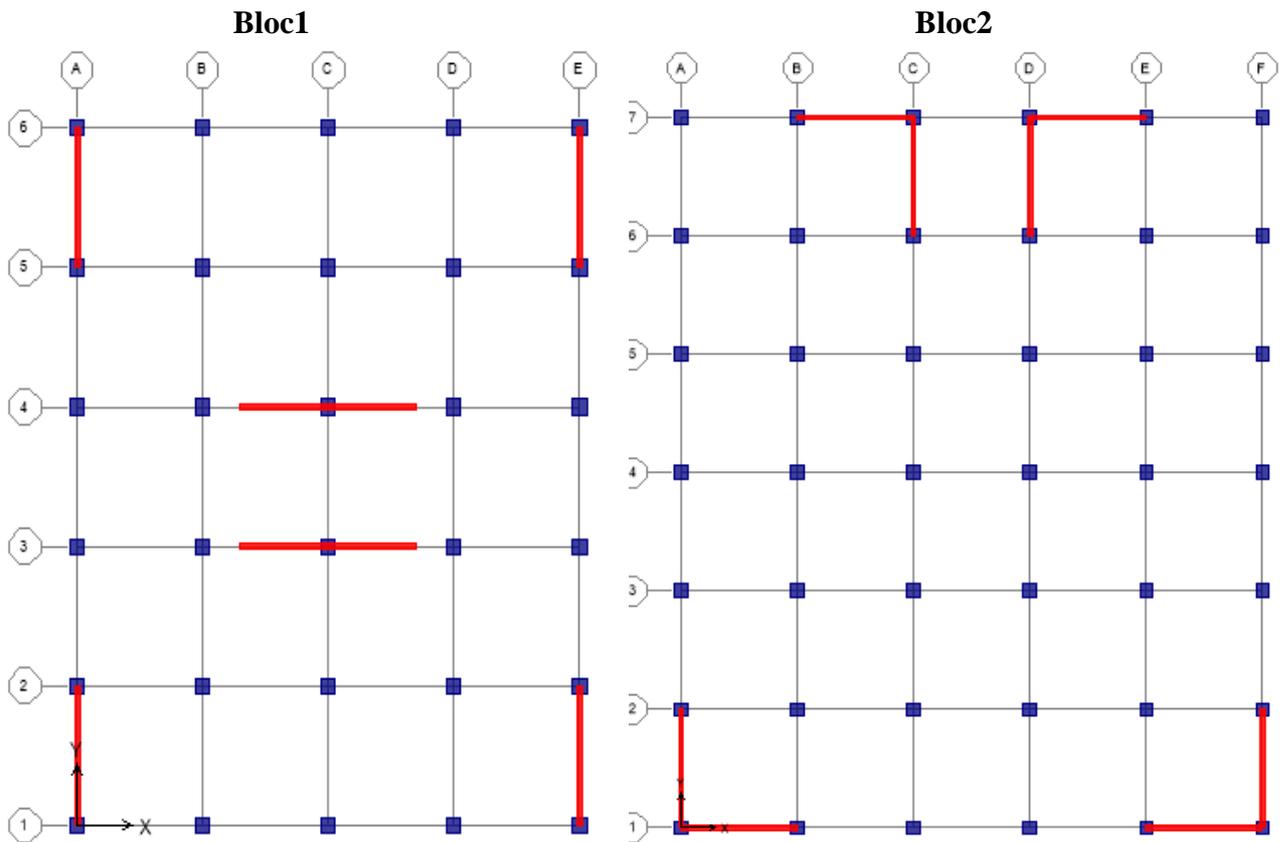
Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

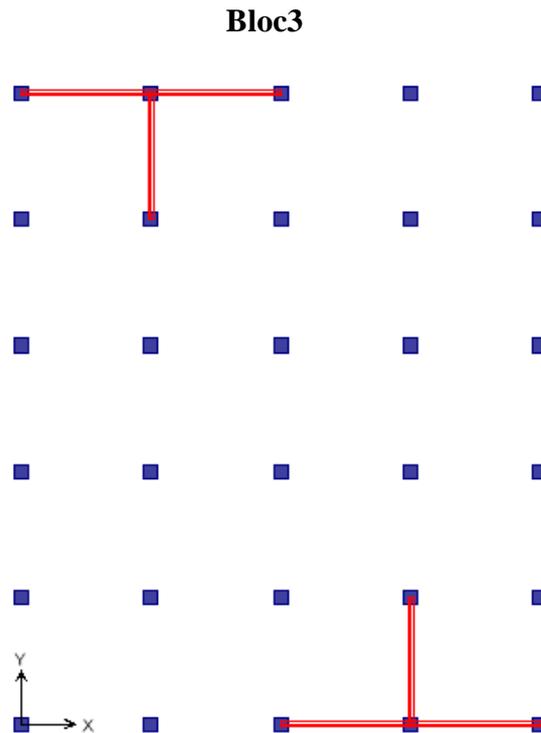
D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$\begin{cases} - Zone sismique I \\ - Groupe d'usage 1B \end{cases} \Rightarrow A = 0.12$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3) : Mixte portiques/voiles avec interaction  $\Rightarrow R=5$ .





**Figure V.3 Disposition des voiles contreventement**

- **les résultats :**

**Tableaux .V.5: Périodes et facteurs de participation massique des blocs**

Bloc 1					
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.594863	73.8037	0.1366	73.8037	0.1366
2	0.584973	0.2792	69.1215	74.083	69.2581
3	0.562052	0.5645	2.6295	74.6475	71.8876
4	0.14376	16.2	0.0001	90.8475	71.8877
5	0.125449	0.0035	15.2832	90.851	87.1709
6	0.122702	0.0119	3.1984	90.8628	90.3693
7	0.064491	5.6538	0	96.5167	90.3693
8	0.054376	0.0016	4.1211	96.5183	94.4904
9	0.053329	0.0025	2.0655	96.5208	96.5559
10	0.040952	2.2207	0	98.7415	96.5559
11	0.034546	0.0007	1.4903	98.7422	98.0462
12	0.033839	0.0011	0.7736	98.7433	98.8199

Bloc 2					
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.254409	1.1704	76.7222	1.1704	76.7222
2	0.251248	75.792	1.228	76.9624	77.9502
3	0.166726	1.4105	0.0126	78.3729	77.9628
4	0.064074	0.2526	18.2836	78.6255	96.2465
5	0.06351	17.9557	0.2548	96.5812	96.5012
6	0.043875	0.0201	0.02	96.6013	96.5212
7	0.031385	0.0019	2.8523	96.6032	99.3735
8	0.031203	2.7834	0.0027	99.3865	99.3762
9	0.02204	0.0109	0	99.3975	99.3762
10	0.021316	0.0363	0.5033	99.4337	99.8796
11	0.021228	0.4805	0.0367	99.9142	99.9162
12	0.017241	0.056	0.019	99.9703	99.9352

Bloc 3					
Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.585713	0.0019	73.5322	0.0019	73.5322
2	0.39381	73.2571	0.0024	73.259	73.5347
3	0.314525	0.0865	0.0008	73.3455	73.5355
4	0.140867	0.0001	19.0092	73.3457	92.5447
5	0.094073	19.8364	0	93.182	92.5448
6	0.074974	0.0323	0	93.2143	92.5448
7	0.065311	0	4.6186	93.2143	97.1634
8	0.044294	4.3621	0	97.5764	97.1634
9	0.0428	0.0001	1.9797	97.5765	99.1431
10	0.035347	0.007	0.0021	97.5835	99.1452
11	0.032873	0	0.7042	97.5835	99.8494
12	0.029769	1.7539	0	99.3374	99.8494

### V.5 Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les conditions suivantes sont satisfaites :

➤ **Sous charges verticales :**

1- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations du au charges verticale.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + F_{voiles}} \leq 20\%$$

2- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations du au charges verticale.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + F_{voiles}} \leq 80\%$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableaux. V.6: Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.**

<b>Bloc 1</b>				
Niveau	Charges Verticales (kn)		(%) des charges verticales	
	portiques	voiles	portiques	voiles
RDC	1737.23	780.30	69.01	30.99
1	1621.52	693.60	70.04	29.96
2	1621.52	693.60	70.04	29.96
3	1274.44	520.60	71	29
4	1274.44	520.60	71	29
5	1274.44	520.60	71	29
6	1176.25	520.60	65.53	34.47
7	1176.25	520.60	65.53	34.47

<b>Bloc 2</b>				
Niveau	Charges verticales (kn)		(%) des charges verticales	
	portiques	voiles	portiques	voiles
Sous-sol 1	1959.13	1725	53.18	46.82
Sous-sol 2	1959.13	1725	53.18	46.82
RDC	2464.99	918	72.87	27.13
1	1979.02	612	76.38	23.62
2	1821.56	612	74.86	25.14
3	1821.56	612	74.86	25.14
4	1821.56	612	74.86	25.14

<b>Bloc 3</b>				
Niveau	Charges verticales (kn)		(%) des charges verticales	
	portiques	voiles	portiques	voiles
RDC	1733.56	688.50	71.60	28.40
1	1619.85	612	72.58	27.42
2	1388.44	459	75.16	24.84
3	1275.75	459	73.54	26.46
4	1275.75	459	73.54	26.46
5	1275.75	459	73.54	26.46
6	1174.54	459	71.90	28.10
7	1174.54	459	71.90	28.10

On remarque que l'interaction n'est pas vérifiée.

#### V.6 Calcul des coefficients de participation modèle :

- **Nombre de modes à considérer: RPA99/2003 (Article 4.3.4)**

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
  - ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad TK \leq 0.20 \text{ Sec}$$

où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et Tk la période du mode K.

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participations modales, les valeurs données sont :

Bloc1  $K \geq 3\sqrt{8} = 8.49 \rightarrow K = 9 \text{ modes et } TK = 0.053 \leq 0.20 \text{ Sec}$

Bloc2  $K \geq 3\sqrt{5} = 6.71 \rightarrow K = 7 \text{ modes et } TK = 0.031 \leq 0.20 \text{ Sec}$

Bloc3  $K \geq 3\sqrt{8} = 8.49 \rightarrow K = 9 \text{ modes et } TK = 0.042 \leq 0.20 \text{ Sec}$

- On constate qu'il faut 8 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 Version 2003 ART 4.3.4.a

- Le 1er mode est un mode translation selon l'axe Y .
- Le 2eme mode est un mode translation selon l'axe X .
- Le 3<sup>eme</sup> mode est mode torsion pure.

Bloc1	Mode 09	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sens longitudinal: <math>\sum \alpha_x = 96.52 &gt; 90\% \rightarrow</math> <i>Condition Vérifiée</i></li> <li>• Sens transversal: <math>\sum \alpha_y = 96.56 &gt; 90\% \rightarrow</math> <i>Condition Vérifiée</i></li> </ul>
Bloc2	Mode 07	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sens longitudinal: <math>\sum \alpha_x = 96.60 &gt; 90\% \rightarrow</math> <i>Condition Vérifiée</i></li> <li>• Sens transversal: <math>\sum \alpha_y = 99.37 &gt; 90\% \rightarrow</math> <i>Condition Vérifiée</i></li> </ul>
Bloc3	Mode 09	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sens longitudinal: <math>\sum \alpha_x = 97.58 &gt; 90\% \rightarrow</math> <i>Condition Vérifiée</i></li> <li>• Sens transversal: <math>\sum \alpha_y = 99.14 &gt; 90\% \rightarrow</math> <i>Condition Vérifiée</i></li> </ul>

**Tableaux .V.7: les forces sismiques à la base**

Bloc 1					
Story	Diaphragm	Mass X (kn)	Mass Y (kn)	XCM (m)	YCM (m)
STORY1	D1	534.109	534.109	9.787	12.358
STORY2	D2	523.789	523.789	9.783	12.355
STORY3	D3	497.006	497.006	9.771	12.348
STORY4	D4	461.334	461.334	9.762	12.341
STORY5	D5	456.49	456.49	9.764	12.343
STORY6	D7	451.015	451.015	9.757	12.338
STORY7	D7	450.932	450.932	9.761	12.341
STORY8	D8	442.962	442.962	10	12.5
$\sum_8^1 Mass =$		<b>3817.637</b>	<b>3817.637</b>		

Bloc 2					
Story	Diaphragm	Mass X (kn)	Mass Y (kn)	XCM (m)	YCM (m)
S.SOL1	D1	1489.39	1489.39	12.32	14.901
S.SOL2	D2	864.596	864.596	12.353	14.929
RDC	D3	637.707	637.707	13.213	13.575
ETAGE 1	D4	577.511	577.511	13.26	13.48
ETAGE 2	D5	570.055	570.055	13.27	13.46
ETAGE 3	D6	570.055	570.055	13.27	13.46
TERRASSE	D7	656.257	656.257	12.5	15
$\sum_4^1 Mass =$		<b>3011.585</b>	<b>3011.585</b>		

Bloc 3					
Story	Diaphragm	Mass X (kn)	Mass Y (kn)	XCM (m)	YCM (m)
STORY1	D1	537.207	537.207	9.78	12.206
STORY2	D2	507.808	507.808	9.767	12.189
STORY3	D3	467.534	467.534	9.759	12.179
STORY4	D4	462.186	462.186	9.756	12.175
STORY5	D5	462.186	462.186	9.756	12.175
STORY6	D6	456.628	456.628	9.753	12.171
STORY7	D7	451.866	451.866	9.751	12.168
STORY8	D8	444.766	444.766	10	12.5
$\sum_8^1 Mass =$		<b>3790.181</b>	<b>3790.181</b>		

- $\overline{\delta}_k$  : Déplacement admissible (égale à 1%  $h_e$ )
- $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$  et  $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

Tableaux V.8 : Déplacements relatifs à chaque niveau dans les deux sens.

Bloc1									
		Sens x-x			Sens y-y				
Niveau	Hauteur [m]	$\delta_{ek}$ [m]	$\delta_k$ [m]	$\Delta_k$ [m]	$\delta_{ek}$ [m]	$\delta_k$ [m]	$\Delta_k$ [m]	$\overline{\delta}_k$	$\Delta_k \leq \overline{\delta}_k$
7	3.06	0.0083	0.042	0.005	0.0083	0.042	0.006	0,030	Vérifié
6	3.06	0.0074	0.037	0.005	0.0072	0.036	0.006	0,030	Vérifié
5	3.06	0.0063	0.032	0.006	0.006	0.030	0.005	0,030	Vérifié
4	3.06	0.0052	0.026	0.005	0.0049	0.025	0.006	0,03	Vérifié
3	3.06	0.0041	0.021	0.005	0.0037	0.019	0.005	0,03	Vérifié
2	4.08	0.0031	0.016	0.007	0.0027	0.014	0.007	0,041	Vérifié
1	4.08	0.0017	0.009	0.006	0.0014	0.007	0.004	0,041	Vérifié
RDC	4.59	0.0006	0.003	0.003	0.0005	0.003	0.003	0,046	Vérifié

Bloc2									
		Sens x-x			Sens y-y				
Niveau	Hauteur [m]	$\delta_{ek}$ [m]	$\delta_k$ [m]	$\Delta_k$ [m]	$\delta_{ek}$ [m]	$\delta_k$ [m]	$\Delta_k$ [m]	$\overline{\delta}_k$	$\Delta_k \leq \overline{\delta}_k$
4	3.06	0.0016	0.008	0.002	0.0017	0.009	0.002	0,030	Vérifié
3	3.06	0.0012	0.006	0.001	0.0013	0.007	0.002	0,030	Vérifié
2	3.06	0.0009	0.005	0.002	0.0009	0.005	0.002	0,030	Vérifié
1	3.06	0.0006	0.003	0.001	0.0006	0.003	0.001	0,030	Vérifié
RDC	4.59	0.0003	0.002	0.002	0.0003	0.002	0.002	0,046	Vérifié
S.Sol 2	3	0	0	0	0	0	0	0,03	Vérifié
S.Sol 1	3	0	0	0	0	0	0	0,03	Vérifié

Bloc3									
		Sens x-x			Sens y-y				
Niveau	Hauteur [m]	$\delta_{ek}$ [m]	$\delta_k$ [m]	$\Delta_k$ [m]	$\delta_{ek}$ [m]	$\delta_k$ [m]	$\Delta_k$ [m]	$\bar{\delta}_k$	$\Delta_k \leq \bar{\delta}_k$
7	3.06	0.0042	0.021	0.003	0.0084	0.042	0.005	0,030	Vérifié
6	3.06	0.0036	0.018	0.002	0.0073	0.037	0.006	0,030	Vérifié
5	3.06	0.0031	0.016	0.003	0.0061	0.031	0.006	0,030	Vérifié
4	3.06	0.0025	0.013	0.003	0.0049	0.025	0.006	0,03	Vérifié
3	3.06	0.0019	0.010	0.003	0.0038	0.019	0.005	0,03	Vérifié
2	3.06	0.0013	0.007	0.003	0.0027	0.014	0.005	0,03	Vérifié
1	4.08	0.0008	0.004	0.002	0.0017	0.009	0.006	0,041	Vérifié
RDC	4.59	0.0003	0.002	0.002	0.0006	0.003	0.003	0,046	Vérifié

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur.

De chaque étage ; **donc la condition est vérifiée.**

#### V.7. justification de la sécurité :

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

**Tableau .V.9: La période fondamentale.**

La période fondamentale T (dyn)	Bloc 1	0.59s
	Bloc 2	0.25s
	Bloc 3	0.59s.

**Tableau .V.10: Valeurs du coefficient  $C_T$ .**

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

Le RPA99/version 2003(Art 4.2.4) préconise, qu'il faut que la valeur de  $T_{dyn}$  calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur suivant :

**Tableau .V.11 : Les valeurs du  $T_{st}$**

		$h_c$	$C_T$	Période ( $T_{st}$ )
$T_{st} = C_T \times h_c^{\frac{3}{4}}$	Bloc 1	28.05	0.05	0.61 s
	Bloc 2	16.83	0.05	0.42 s
	Bloc 3	27.03	0.05	0.59 s

Estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_x = \frac{0.09 \times h_c}{\sqrt{D_x}}; T_y = \frac{0.09 \times h_c}{\sqrt{D_y}}$$

**Tableau .V.12 : Vérification la p période statique/dynamique :**

	$h_c$	$D_x$	$D_y$	$T_x$	$1.3T_x$	$T_y$	$1.3T_y$	$T_{dyn}$
Bloc 1	28.05	20	25	0.56	0.73	0.51	0.66	0.59
Bloc 2	16.83	30	25	0.28	0.36	0.30	0.39	0.25
Bloc 3	27.03	20	25	0.54	0.70	0.49	0.64	0.59
Observations	<ul style="list-style-type: none"> <li>• (<math>1.3 \times T_x &gt; T_{dyn}</math>) Condition Vérifiée.</li> <li>• (<math>1.3 \times T_y &gt; T_{dyn}</math>) Condition Vérifiée.</li> </ul>							

**V.8. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \dots\dots\dots Si 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots Si T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec.} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3.00}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots Si T \leq 3.0 \text{ sec.} \end{cases}$$

Avec :  $T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le tableau

**(4-7 ; RPA 99 V2003).**

On a : Sol meuble  $\Rightarrow$  Site :  $S_3$

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$$

**Exemple de calcul : (Bloc 1)**

Donc :  $T_2 \leq T_x \leq 3.0 \text{ sec} \Rightarrow 0.50 \leq 0.56 \leq 3.0 \text{ sec}$  ;  $T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ sec} \Rightarrow 0.50 \leq 0.51 \leq 3.0 \text{ sec}$

$$D_x = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.935 \times \left( \frac{0.50}{0.56} \right)^{2/3} \rightarrow D_x = 2.17 ;$$

$$D_y = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.935 \times \left( \frac{0.50}{0.51} \right)^{2/3} \rightarrow D_y = 2.31$$

$$W = \sum_1^8 M \times 9.81 = 3817.637 \times 9.81 = 37451.02 \text{ KN.}$$

Tableau .V.13 : poids de la structure :

	D <sub>x</sub>	D <sub>y</sub>	W
Bloc 1	2.17	2.31	37451.02
Bloc 2	2.34	2.34	29543.65
Bloc 3	2.22	2.34	37181.68

### V.6. calcul de la force séismique par la méthode statique équivalente

Par la méthode statique équivalente :

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

BLOC 1 :

$$V_{x\text{stat}} = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0.12 \times 2.17 \times 1.15}{5} \times 37451.02 \Rightarrow V_{x\text{stat}} = 2243.02 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{stat}} = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0.12 \times 2.34 \times 1.15}{5} \times 37451.02 \Rightarrow V_{y\text{stat}} = 2418.74 \text{ KN}$$

BLOC 2 :

$$V_{x\text{stat}} = V_{y\text{stat}} = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0.12 \times 2.34 \times 1.15}{5} \times 29543.65 \Rightarrow V_{x\text{stat}} = V_{y\text{stat}} = 1908.05 \text{ KN}$$

BLOC 3 :

$$V_{x\text{stat}} = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0.12 \times 2.22 \times 1.15}{5} \times 37181.68 \Rightarrow V_{x\text{stat}} = 2278.20 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{stat}} = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0.12 \times 2.34 \times 1.15}{5} \times 37181.68 \Rightarrow V_{y\text{stat}} = 2401.34 \text{ KN}$$

**Tableau .V.14 : Les forces sismiques:**

	Forces sismique						
	D <sub>x</sub>	D <sub>y</sub>	W	V <sub>x stat</sub>	V <sub>y stat</sub>	V <sub>x dyn</sub>	V <sub>y dyn</sub>
Bloc 1	2.17	2.31	37451.02	2243.02	2418.74	1969.9	1968.4
Bloc 2	2.34	2.34	29543.65	1908.05	1908.05	1855.3	1877.7
Bloc 3	2.22	2.34	37181.68	2278.20	2401.34	2231.4	1974.6

Selon le **RPA99/V2003** On doit vérifier que la résultante des force sismiques à la base « **V<sub>t</sub>** » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à **80%** de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Les valeurs de la force sismique obtenue après l’analyse dynamique d’ETABS :

**Tableau .V.15: Vérification de la force sismique:**

	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3
a/Sens Longitudinal :	$V_{dx} > 80\%V_{stat}$ ..... <i>Condition Vérifiée.</i>		
	1969.9 > 1794.42	1855.3 > 1526.44	2231.4 > 1822.56
b/ Sens Transversale :	$V_{dy} > 80\%V_{stat}$ ..... <i>Condition Vérifiée.</i>		
	1968.4 > 1934.99	1877.7 > 1526.44	1974.6 > 1921.07

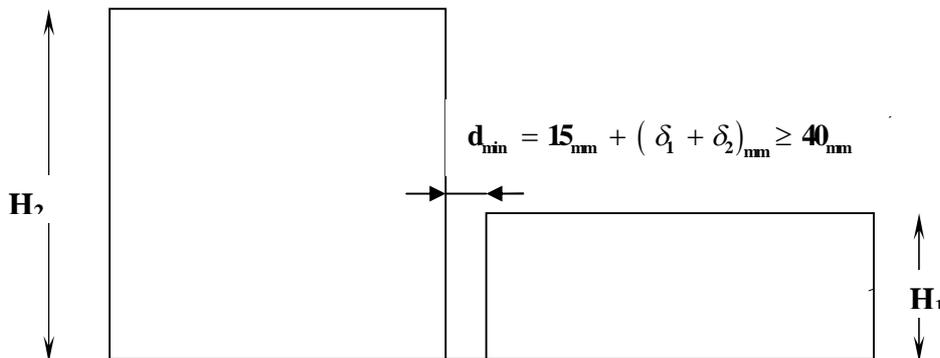
**Justification de la sécurité :** Selon le **RPA99/V2003** (article 5)

**V.7.Justification de la largeur des joints sismiques : RPA99/V2003** (article 5.8)

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale **d<sub>min</sub>** satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm}$$

**δ<sub>1</sub>** et **δ<sub>2</sub>** : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.



**Figure .V.4 : largeur minimum du joint sismique**

**Tableau .V.16 : joint séismique:**

Déplacements maximaux		Largeur Minimale
(Bloc 2) $\delta_1$	(Bloc 1) $\delta_2$	$d_{\min} = 15 + (42 + 8) = 50_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}}$
9	42	
(Bloc 2) $\delta_1$	(Bloc 3) $\delta_2$	$d_{\min} = 15 + (9 + 42) = 51_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}}$
8	42	

- Dans notre cas on prend  $d=15$  cm

**V.8. Vérification des déplacements :**

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \quad \text{Avec : } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ;  $R= 5$ .

$\delta_{ek}$ : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion).

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

**V.9.Centre de gravité des masses :**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.). Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

MI : Masse de l'élément considéré.

XI : Cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport au repère (ox). YI : cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport l'axe (oy).

**V.9.1. Centre des rigidités : (par logicielle ETABS)**

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, et des poteaux. La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{xj} \times X_j}{\sum I_{xj}} \quad \text{Et} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{yj} \times Y_j}{\sum I_{yj}}$$

**V.9.2.L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003 :**

Le RPA99/version2003 (art 4.3.7) préconise quand il est procédé à une analyse

Les effets du seconde ordre (ou effet p-Δ) peuvent être tridimensionnelle, de prendre en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale a  $\pm 5\% L$ .

L'effet négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivant (théorique) :

$$\begin{cases} e_x = X_{cm} - X_{cr} \\ e_y = Y_{cm} - Y_{cr} \end{cases}$$

**Tableaux V.17: L'excentricité**

Bloc 01									
Story	M <sub>X</sub> =M <sub>Y</sub>	X <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	E <sub>X</sub>	5%L <sub>X</sub>	Y <sub>CM</sub>	Y <sub>CR</sub>	E <sub>Y</sub>	5%L <sub>Y</sub>
STORY1	534.109	9.787	10	-0.213	1	12.358	12.5	-0.142	1.25
STORY2	523.789	9.783	10	-0.217	1	12.355	12.5	-0.145	1.25
STORY3	497.006	9.771	10	-0.229	1	12.348	12.5	-0.152	1.25
STORY4	461.334	9.762	10	-0.238	1	12.341	12.5	-0.159	1.25
STORY5	456.49	9.764	10	-0.236	1	12.343	12.5	-0.157	1.25
STORY6	451.015	9.757	10	-0.243	1	12.338	12.5	-0.162	1.25
STORY7	450.932	9.761	10	-0.239	1	12.341	12.5	-0.159	1.25
STORY8	442.962	10	10	0	1	12.5	12.5	0	1.25

Bloc 02									
Story	M <sub>X</sub> =M <sub>Y</sub>	X <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	E <sub>X</sub>	5%L <sub>X</sub>	Y <sub>CM</sub>	Y <sub>CR</sub>	E <sub>Y</sub>	5%L <sub>Y</sub>
STORY1	1489.39	12.32	12.5	-0.18	1.5	14.901	14.292	0.609	1.25
STORY2	864.596	12.353	12.5	-0.147	1.5	14.929	14.435	0.494	1.25
STORY3	637.707	13.213	12.5	0.713	1.5	13.575	12.928	0.647	1.25
STORY4	577.511	13.26	12.5	0.76	1.5	13.48	12.633	0.847	1.25
STORY5	570.055	13.27	12.5	0.77	1.5	13.46	12.441	1.019	1.25
STORY6	570.055	13.27	12.5	0.77	1.5	13.46	14.292	-0.832	1.25
STORY7	656.257	12.5	12.5	0	1.5	15	14.435	0.565	1.25

Bloc 03									
Story	M <sub>X</sub> =M <sub>Y</sub>	X <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	E <sub>X</sub>	5%L <sub>X</sub>	Y <sub>CM</sub>	Y <sub>CR</sub>	E <sub>Y</sub>	5%L <sub>Y</sub>
<b>STORY1</b>	537.207	9.78	10	-0.22	1	12.206	12.5	-0.294	1.25
<b>STORY2</b>	507.808	9.767	10	-0.233	1	12.189	12.5	-0.311	1.25
<b>STORY3</b>	467.534	9.759	10	-0.241	1	12.179	12.5	-0.321	1.25
<b>STORY4</b>	462.186	9.756	10	-0.244	1	12.175	12.5	-0.325	1.25
<b>STORY5</b>	462.186	9.756	10	-0.244	1	12.175	12.5	-0.325	1.25
<b>STORY6</b>	456.628	9.753	10	-0.247	1	12.171	12.5	-0.329	1.25
<b>STORY7</b>	451.866	9.751	10	-0.249	1	12.168	12.5	-0.332	1.25
<b>STORY8</b>	444.766	10	10	0	1	12.5	12.5	0	1.25

5% L<sub>x</sub>> E<sub>X</sub> ..... Condition Vérifiée.

5% L<sub>y</sub>> E<sub>Y</sub>..... Condition Vérifiée.

**V.9.3. Vérification de l'effet P-Delta :**  $\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$

P<sub>k</sub> : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «K».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta.W_{Qi})$$

V<sub>k</sub> : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

$$P_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F<sub>t</sub>: Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,7 \times T \times V & \text{Si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{Si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans notre structure (F<sub>t</sub> = 0) puisque : T < 0.7 Sec.

	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3
<b>T</b>	0.59 S	0.25 S	0.59 S

Les forces F<sub>i</sub> sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j} \cdot W_i \cdot h_i$$

Avec :

$F_i$  : Effort horizontal revenant au niveau  $i$ .

$h_i$  : Niveau du plancher où s'exerce la force  $i$ .

$h_j$  : Niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$ : Poids revenant au plancher  $i ; j$ .

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau «  $K$  » par rapport au niveau «  $k-1$  » ;

$h_k$  : Hauteur de l'étage «  $k$  ».

si  $\left\{ \begin{array}{l} \theta_k \leq 0,1 \dots \Rightarrow \text{Effet (P - } \Delta) \text{ peut être négliger.} \\ 0,1 \leq \theta_k \leq 0,2 \dots \Rightarrow \text{Amplifiant les effets de } \frac{1}{1-\theta_k} \\ \theta_k > 0,2 \dots \Rightarrow \text{structure instable et doit être redimensionnée.} \end{array} \right.$

Sens -X :  $\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$

**Tableaux. V.18: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (sens x)**

Bloc 1						
Niveau	$W_i$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (kN)	$h_i$ (m)	$\theta < 0,10$
Terrasse	442.962	442.962	0.0083	486.4	3.06	0.0025
6	451.015	893.977	0.0074	848.6	3.06	0.0025
5	450.932	1344.909	0.0063	1139.3	3.06	0.0024
4	456.49	1801.399	0.0052	1389.4	3.06	0.0022
3	461.334	2262.733	0.0041	1595.3	3.06	0.0019
2	497.006	2759.739	0.0031	1772.4	4.08	0.0012
1	523.789	3283.528	0.0017	1895.2	4.08	0.0007
RDC	534.109	3817.637	0.0006	1969.9	4.59	0.0003
Bloc 2						
Niveau	$W_i$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (kN)	$h_i$ (m)	$\theta < 0,10$
Terrasse	656.257	656.257	0.0016	755.3	3.06	0.0005
3	570.055	1226.312	0.0012	1156.5	3.06	0.0004
2	570.055	1796.367	0.0009	1432.2	3.06	0.0004
1	577.511	2373.878	0.0006	1660.2	3.06	0.0003
RDC	637.707	3011.585	0.0003	1855.3	4.59	0.0001
S.Sol 2	864.596	3876.181	0	0	3.00	0
S.Sol 1	1489.39	5365.571	0	0	3.00	0

Bloc 3						
Niveau	W <sub>i</sub> (kN)	P <sub>k</sub> (kN)	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (kN)	h <sub>i</sub> (m)	θ < 0,10
Terrasse	444.766	444.766	0.0042	571.7	3.06	0.0011
6	451.866	896.632	0.0036	993.2	3.06	0.0011
5	456.628	1353.26	0.0031	1308.8	3.06	0.0010
4	462.186	1815.446	0.0025	1562.5	3.06	0.0009
3	462.186	2277.632	0.0019	1773	3.06	0.0008
2	467.534	2745.166	0.0013	1955.9	3.06	0.0006
1	507.808	3252.974	0.0008	2122.7	4.08	0.0003
RDC	444.766	3790.181	0.0003	2231.4	4.59	0.0001

$$\text{Sens-Y : } \theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Tableau. V.19 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (sens y)

Bloc 1						
Niveau	W <sub>i</sub> (kN)	P <sub>k</sub> (kN)	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (kN)	h <sub>i</sub> (m)	θ < 0,10
Terrasse	442.962	442.962	0.0083	516.6	3.06	0.0023
6	451.015	893.977	0.0072	880.2	3.06	0.0024
5	450.932	1344.909	0.006	1158.5	3.06	0.0023
4	456.49	1801.399	0.0049	1393.4	3.06	0.0021
3	461.334	2262.733	0.0037	1587.4	3.06	0.0017
2	497.006	2759.739	0.0027	1759.5	4.08	0.0010
1	523.789	3283.528	0.0014	1885.6	4.08	0.0006
RDC	534.109	3817.637	0.0005	1968.4	4.59	0.0002
Bloc 2						
Niveau	W <sub>i</sub> (kN)	P <sub>k</sub> (kN)	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (kN)	h <sub>i</sub> (m)	θ < 0,10
Terrasse	656.257	656.257	0.0017	760.5	3.06	0.0005
3	570.055	1226.312	0.0013	1167.9	3.06	0.0004
2	570.055	1796.367	0.0009	1448.8	3.06	0.0004
1	577.511	2373.878	0.0006	1680.7	3.06	0.0003
RDC	637.707	3011.585	0.0003	1877.7	4.59	0.0001
S.Sol 2	864.596	3876.181	0	0	3.00	0
S.Sol 1	1489.39	5365.571	0	0	3.00	0

Bloc 3						
Niveau	$W_i$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (kN)	$h_i$ (m)	$\theta < 0,10$
Terrasse	444.766	444.766	0.0084	500.7	3.06	0.0024
6	451.866	896.632	0.0073	872.2	3.06	0.0025
5	456.628	1353.26	0.0061	1165.2	3.06	0.0023
4	462.186	1815.446	0.0049	1406.8	3.06	0.0021
3	462.186	2277.632	0.0038	1602.6	3.06	0.0018
2	467.534	2745.166	0.0027	1759.3	3.06	0.0014
1	507.808	3252.974	0.0017	1892.3	4.08	0.0007
RDC	444.766	3790.181	0.0006	1974.6	4.59	0.0003

$\theta \leq 0.10 \rightarrow$  Donc l'effet P- $\Delta$  est négligeable pour les deux directions transversal et longitudinale.

#### V.10.Conclusion :

Dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique ( $\theta < 0.10$ ), on peut dire que la structure peut éventuellement résister à charges extérieures (de nature sismique). Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont déduits du logiciel de modélisation (ETABS).



**Chapitre –VI –**

---

**Ferraillage des éléments structuraux**

## FERRAILLAGE DES PORTIQUES

### VI.1.Introduction :

Les critères de sécurité de la structure vis-à-vis de l'action sismique qui englobent la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble la stabilité des fondations, la largeur des joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme doivent être satisfait simultanément. La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 version 2003 nous dictent un certain nombre de combinaisons à utiliser pour les calculs.

### VI.2. Combinaisons des charges :

#### Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes (G) et les charges d'exploitation (Q)

$$1,35 G + 1,5 Q \quad \text{à l'E.L.U}$$

$$G + Q \quad \text{à l'E.L.S}$$

#### Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques (E).

$$G + Q \pm E \quad (1)$$

$$0,8 G \pm E \quad (2)$$

#### Les poteaux :

$$\text{À l'ELU : } 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots(\text{BAEL 91/ modifie 99})$$

$$\text{À l'ELS : } G + Q$$

$$G + Q \pm 1,2E \quad (\text{BPA 99 version 2003}) \dots\dots\dots$$

$$0,80G \pm E$$

#### Les poutres :

$$\text{À l'ELU : } 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (\text{BAEL 91/ modifia 99})$$

$$\text{À l'ELS : } G + Q$$

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots(\text{BPA 99 version 2003})$$

$$0,80G \pm E$$

#### Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : Effort sismique

### VI.3 Ferrailage des poutres :

#### Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferrailage se fera à l'ELU, est la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre :

**Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91) :**  $S_{p1} : 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$

**Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre (RPA 99/2003) :**

$$\begin{cases} S_{p2} : 0,8G \pm E \\ S_{p2} : G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$si : \begin{cases} \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} < 1,15; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \\ \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} > 1,15; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \end{cases}$$

situation accidentelle				situation normale ou durable			
$\gamma_s$	$\gamma_b$	$\sigma_s$	$\sigma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_b$	$\sigma_s$	$\sigma_b$
1	1,15	400	18,48	1,15	1,5	348	14,17

**VI.3.1 Les armatures Longitudinales :**

D’après l’article (7.4.2.1 ) : R.P.A 99 (version 2003) on a :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

Section d’armature minimale :  $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$

Section d’armature maximale :  $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$

La longueur minimale des recouvrements est de: **40  $\phi$**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

**VI.3.2 Poutres principales (30x45) cm<sup>2</sup> :**

**Exemple de calcul : (BLOC 3) ; Plancher Terrasse**

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

L’exemple ci-dessous sera fait pour une **poutre principale de rive**.

les moments  $M_{sp1}$  et  $M_{sp2}$  sont tirés à partir du programme (ETABS).

**Armatures longitudinales :**

$A_{min}=0.5\% b.ht=0.5 \times 30 \times 45 / 100 = 6.75 \text{ cm}^2$  (sur toute la section)

$A_{max1}=4\% b.ht=4 \times 30 \times 45 / 100 = 54 \text{ cm}^2$  (zone courante)

$A_{max2}=6\% b.ht=6 \times 30 \times 45 / 100 = 81 \text{ cm}^2$  (zone de recouvrement)

**Sur appuis :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 55.58 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 68.05 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1.22 > 1.15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } Sp_2$$

B	h	d	fe	fc28	ft28
30	45	40.5	400	25	2.1

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{68.05 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 18.48} = 0.075 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.098$$

$$\text{On a : } \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.961$$

$$A_s = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{68.05 \times 10^3}{0.961 \times 40.5 \times 400} = 4.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{scal} = 4.37 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 6.75 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **6T12** ce qui nous donne **A = 6.79 cm<sup>2</sup>**

**En travée :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 34.93 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 27.56 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0.79 > 1.15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } Sp_1$$

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{34.93 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 14.17} = 0.050 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.064$$

$$\text{On a : } \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.9744$$

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34.93 \times 10^3}{0.9744 \times 40.5 \times 400} = 2.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{scal} = 2.21 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 6.75 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **6T12** ce qui nous donne **A = 6.79 cm<sup>2</sup>**

**Vérification du ferrailage de la poutre :**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 30 \times 40.5 \times 2,10}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{adpt} > A_{min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{72.10 \times 10^3}{(30 \times 40.5) \times 10^2} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.59 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

#### Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right\} = \min \{12.86 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 12 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

#### Espacement :

$$S_t \leq \min \{0.9d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{36.45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

On Prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

#### D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{En Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_1 \right\} = \min \{11.25 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 16.8 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

#### Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right\} = \max \{0.295 ; 0.4\} = 0.40 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.40 \times 30}{235} = 0.051 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.051 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2 ; S_t = 15 \text{ cm}$$

#### Ancre des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 72.10 \text{ KN} ; M_{ap} = 68.05 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{68.05}{0.9 \times 40.5 \times 10^{-2}} = 186.69 \text{ KN} > 72.10 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction

#### Compression de la bielle d'about :

#### La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appuie la biellette.}$$

$$\text{On doit avoir : } \overline{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de  $45^\circ$ , donc **On Doit Vérifier Que :**

$$\frac{\sigma_b}{\gamma_b} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 72,10 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,036 \text{ m} = 3,6 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm}; 36,45 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}; a > 3,6 \text{ cm}; \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Entraînement des armatures :**

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

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{\text{ser}}} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H. A ;

T : Effort tranchant maximum ; T = 72.10 kN

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,77 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{72,10 \times 10^3}{36,45 \times 3,77 \times 3 \times 10^2} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{\text{ser}}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 1,75 \text{ MPa} < \overline{\tau_{\text{ser}}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur que doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm} \end{cases}$$

**La longueur de recouvrement :**

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\{ 40\Phi \text{ en zone I} \rightarrow \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L = 48 \text{ cm}$$

**Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{\text{ser}} = 25,53 \text{ KN.m}; A = 1,85 \text{ cm}^2$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 5.55y - 224.78 = 0 \rightarrow y = 3.69 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 3.69^3}{3} + (15 \times 1.85 \times (40.5 - 3.69)^2) = 38103.02 \text{ cm}^4$$

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{25.53 \times 10^3}{38103.02} \times 3.69 = 2.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1.6$ .

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1.6 \times \frac{25.53 \times 10^3}{38103.02} \times (40.5 - 3.69) = 39.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 39.46 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**VI.3.3.Vérification de la flèche :**

$$M_{t_{ser}} = 25.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{0_{ser}} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(22.47 + 3.07) \times 5^2}{8} = 79.81 \text{ KN.m}$$

**Les conditions suivantes doivent être vérifiées :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{500} = 0,09 > 0,062 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{10 \times M_{0_{ser}}} \Rightarrow \frac{40}{500} = 0,08 > \frac{25.53}{10 \times 79.81} = 0,032 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{30 \times 40,5} = 0,0056 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Après calcul des sections de ferrailrages des poutres secondaires à l'aide de logiciel SOCOTEC, on a obtenu les résultats traduit dans le tableau ci-dessous

Tableaux VI.1 : Poutres principales intermédiaires

## POUTRES PRINCIPALES :

Poutres intermédiaire : Bloc 1								
Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	T max (KN)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>					
Terrasse	Appuis	115.45	100.90	115.45	135.5	6.75	9.81	3T14+3T16 (A= 10.65)
	Travée	66.61	49.83	66.61			5.43	6T12 (A= 6.79)
Etage courant	Appuis	119.25	109.43	119.25	136.4	6.75	10.16	3T14+3T16 (A= 10.65)
	Travée	60.10	45.59	60.10			4.88	6T12 (A= 6.79)
Etage commercial	Appuis	109.58	99.47	109.58	144.2	6.75	9.26	3T14+3T16 (A= 10.65)
	Travée	65.58	48.76	65.58			5.35	6T12 (A= 6.79)

Poutres intermédiaire : Bloc 3								
Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	T max (KN)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>					
Terrasse	Appuis	122.31	107.83	122.31	137.8	6.75	10.45	3T14 +3T16 (A=10.65)
	Travée	64.79	47.92	64.79			5.28	6T12 (A= 6.79)
Etage courant	Appuis	122.12	108.53	122.12	137.1	6.75	10.43	3T14 +3T16 (A=10.65)
	Travée	58.72	44.27	58.72			4.76	6T12 ( A=6.79)
Etage commercial	Appuis	105.80	89.78	105.80	142.3	6.75	8.91	6T14 ( A= 9.24)
	Travée	65.19	47.68	65.19			5.31	6T12 ( A= 6.79)

Poutres intermédiaire : Bloc 2								
Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	T max (KN)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>					
Terrasse	Appuis	107.0	83.78	107.0	131.0	6.75	9.02	6T14 (A= 9.24)
	Travée	62.36	46.45	62.36			5.07	6T12 (A= 6.79)
Etage courant	Appuis	103.92	82.62	103.92	129.8	6.75	8.74	6T14 (A= 9.24))
	Travée	57.25	42.34	57.25			4.64	6T12 (A= 6.79)
Etage commercial	Appuis	123.57	90.87	123.57	149.2	6.75	10.57	3T14+3T16 (A= 10.65)
	Travée	65.09	47.48	65.09			5.30	6T12 (A= 6.79)

Tableaux VI.2 : Poutres principales de rive

Poutres de rive : Bloc 2								
Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	T max (KN)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>					
Terrasse	Appuis	51.73	50.26	51.73	69.40	6.75	4.17	6T12 ( A=6.79)
	Travée	33.83	25.49	33.83			2.69	6T12 ( A=6.79)
Etage courant	Appuis	51.21	48.33	51.21	68.00	6.75	4.13	6T12 ( A=6.79)
	Travée	29.70	22.75	29.70			2.36	6T12 ( A=6.79)
Etage commercial	Appuis	49.87	43.11	49.87	73.40	6.75	4.02	6T12 ( A=6.79)
	Travée	33.0	24.60	33.0			2.63	6T12 ( A=6.79)

Poutres de rive : Bloc 1								
Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	T max (KN)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>					
Terrasse	Appuis	65.92	83.72	83.72	74.4	6.75	5.16	6T12 ( A=6.79)
	Travée	32.94	27.15	32.94			2.62	6T12 ( A=6.79)
Etage courant	Appuis	66.19	87.54	87.54	74.4	6.75	5.40	6T12 ( A=6.79)
	Travée	32.73	37.87	37.87			2.27	6T12 ( A=6.79)
Etage commercial	Appuis	59.8	77.22	77.22	77.8	6.75	4.74	6T12 ( A=6.79)
	Travée	34.86	30.69	34.86			2.78	6T12 ( A=6.79)

Poutres de rive : Bloc 3								
Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	T max (KN)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>					
Terrasse	Appuis	64.17	70.98	64.17	73.80	6.75	5.22	6T12 (A=6.79)
	Travée	37.15	28.61	37.15			2.96	6T12 (A= 6.79)
Etage courant	Appuis	64.57	73.50	64.57	73.90	6.75	5.26	6T12 (A= 6.79)
	Travée	32.18	27.92	32.18			2.56	6T12 (A= 6.79)
Etage commercial	Appuis	55.64	60.12	55.64	76.0	6.75	4.50	6T12 (A= 6.79)
	Travée	34.72	26.36	34.72			2.77	6T12 (A= 6.79)

## POUTRES SECONDAIRES :

Tableaux VI.3 : Poutres Secondaires (intermédiaires)

Poutres (intermédiaire) :

Poutres intermédiaire : Bloc 1								
Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	T max (KN)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>					
Terrasse	Appuis	105.9	123.66	123.66	142.9	6	9.06	6T14 ( A=9.24)
	Travée	52.29	56.16	52.29			4.84	6T12 ( A=6.79)
Etage courant	Appuis	113.43	153.59	153.59	195.9	6	11.56	6T16 ( A=12.06)
	Travée	67.44	88.93	88.93			6.32	6T12 ( A=6.79)
Etage commercial	Appuis	77.34	151.3	151.3	193.6	6	11.36	6T16 ( A=12.06)
	Travée	42.85	83.64	83.64			5.92	6T12 ( A=6.79)

Poutres intermédiaire : Bloc 2								
Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	T max (KN)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>					
Terrasse	Appuis	18.41	19.57	18.41	14.7	6	1.65	6T12 ( A=6.79)
	Travée	8.23	9.44	8.23			0.73	6T12 ( A=6.79)
Etage courant	Appuis	19.99	20.04	19.99	15.3	6	1.79	6T12 ( A=6.79)
	Travée	8.87	10.84	10.84			0.73	6T12 ( A=6.79)
Etage commercial	Appuis	11.32	12.63	11.32	11.5	6	1.01	6T12 ( A=6.79)
	Travée	5.08	5.56	5.08			0.45	6T12 ( A=6.79)

Poutres intermédiaire : Bloc 3								
Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	T max (KN)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>					
Terrasse	Appuis	37.31	57.37	57.37	28.60	6	3.98	6T12 (A= 6.79)
	Travée	22.17	41.70	41.70			2.86	6T12 (A= 6,79)
Etage courant	Appuis	38.18	60.81	60.81	30.80	6	4.23	6T12 (A= 6.79)
	Travée	24.65	48.81	48.81			3.37	6T12 (A= 6.79)
Etage commercial	Appuis	24.84	46.61	46.61	25.30	6	3.18	6T12 (A= 6.79)
	Travée	12.93	36.63	36.63			2.50	6T12 (A= 6.79)

Tableau VI.4 : Poutres Secondaires (de rive)

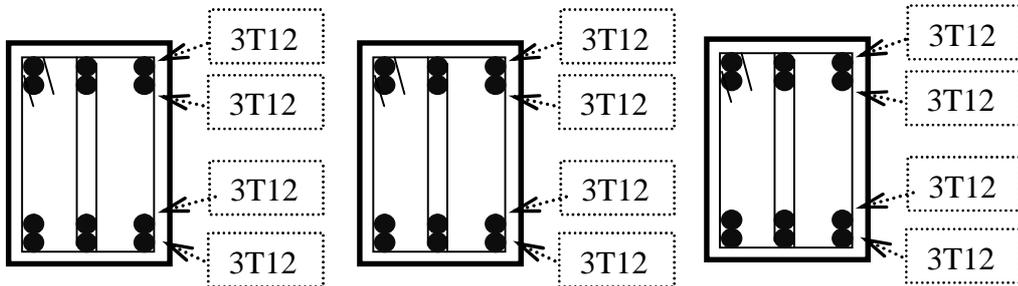
Poutres de rive : Bloc 1								
Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	T max (KN)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>					
Terrasse	Appuis	21.1	28.03	28.03	16.8	6	1.90	6T12 (A= 6.79)
	Travée	9.38	17.15	17.15			1.16	6T12 (A= 6.79)
Etage courant	Appuis	23.94	33.32	33.32	19.2	6	2.27	6T12 (A= 6.79)
	Travée	11.37	23.21	23.21			1.57	6T12 (A= 6.79)
Etage commercial	Appuis	16.58	29.18	29.18	17.7	6	1.98	6T12 (A= 6.79)
	Travée	7.15	19.93	19.93			1.35	6T12 (A= 6.79)

Poutres de rive : Bloc 2								
Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	T max (KN)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>					
Terrasse	Appuis	14.12	19.7	19.7	13.2	6	1.33	6T12 (A= 6.79)
	Travée	5.54	9.41	9.41			0.63	6T12 (A= 6.79)
Etage courant	Appuis	14.09	20.38	20.38	13.7	6	1.38	6T12 (A= 6.79)
	Travée	5.70	11.10	11.10			0.75	6T12 (A= 6.79)
Etage commercial	Appuis	9.09	12.92	12.92	10.6	6	0.87	6T12 (A= 6.79)
	Travée	4.46	5.69	5.69			0.38	6T12 (A= 6.79)

Poutres de rive : Bloc 3								
Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	T max (KN)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>					
Terrasse	Appuis	17.15	22.99	22.99	14.60	6	1.56	6T12 (A= 6.79)
	Travée	7.25	12.39	12.39			0.83	6T12 (A= 6.79)
Etage courant	Appuis	19.61	27.89	27.89	17.10	6	1.89	6T12 (A= 6.79)
	Travée	8.36	18.52	18.52			1.25	6T12 (A= 6.79)
Etage commercial	Appuis	13.82	24.43	24.43	15.70	6	1.66	6T12 (A= 6,79)
	Travée	5.84	15.51	15.51			1.04	6T12 (A= 6.79)

**FERRAILLAGE DES POUTRES DU BLOC 01**

**POUTRES PRINCIPALES (30X45) cm<sup>2</sup> : (Poutres de Rive)**

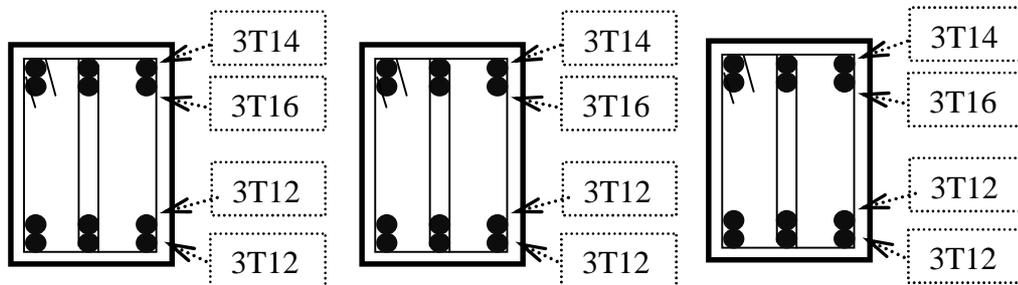


**E. Terrasse**

**E. Courant**

**E. Commercial**

**POUTRES PRINCIPALES (30X45) cm<sup>2</sup> : (Poutres Intermédiaires)**

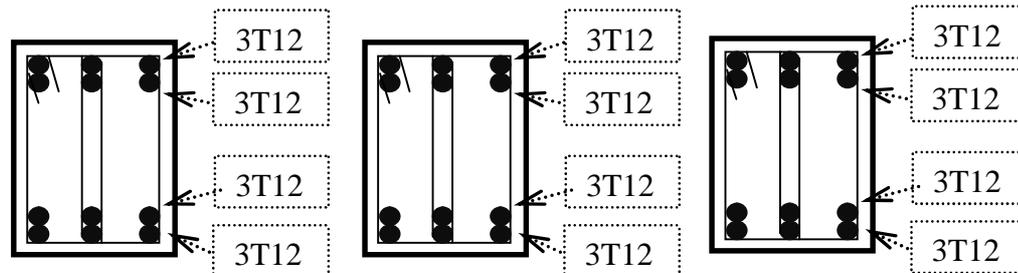


**E. Terrasse**

**E. Courant**

**E. Commercial**

**POUTRES SECONDAIRES (30X40) cm<sup>2</sup> : (Poutres de Rive)**

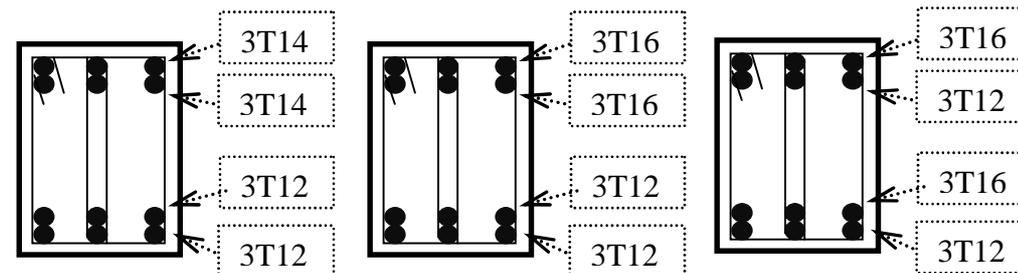


**E. Terrasse**

**E. Courant**

**E. Commercial**

**POUTRES SECONDAIRES (30X40) cm<sup>2</sup> : (Poutres Intermédiaires)**



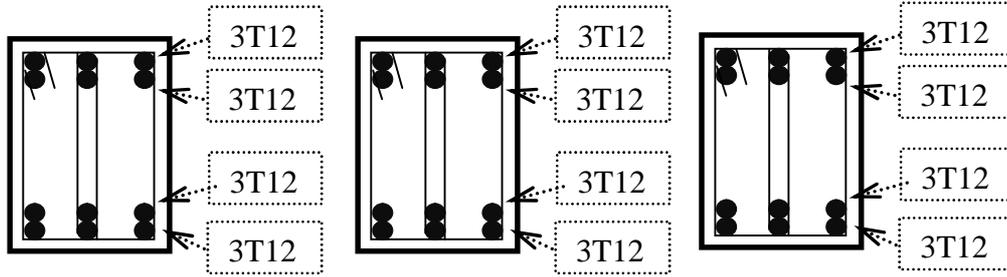
**E. Terrasse**

**E. Courant**

**E. Commercial**

**FERRAILLAGE DES POUTRES DU BLOC 02**

**POUTRES PRINCIPALES (30X45) cm<sup>2</sup> : (Poutres de Rive)**

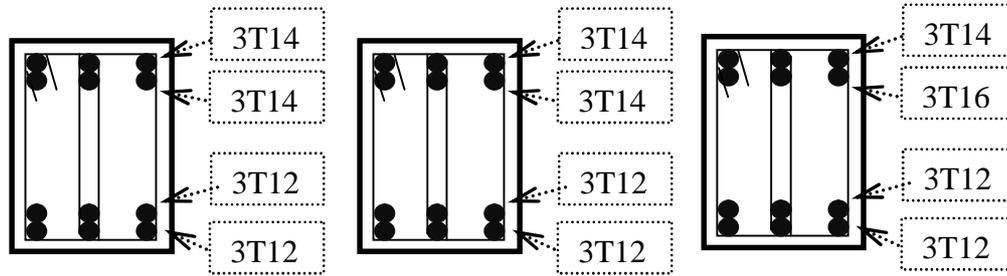


**E. Terrasse**

**E. Courant**

**E. Commercial**

**POUTRES PRINCIPALES (30X45) cm<sup>2</sup> : (Poutres Intermédiaires)**

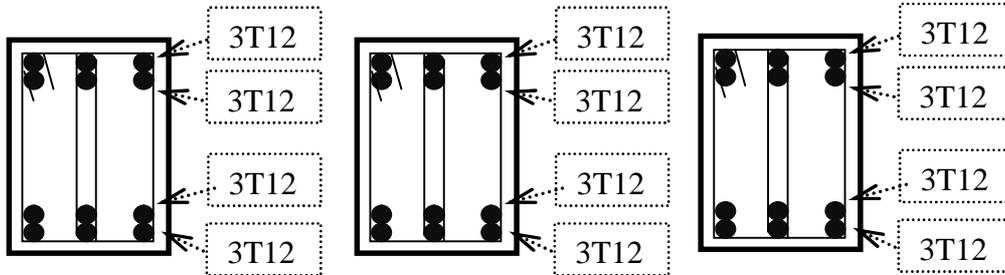


**E. Terrasse**

**E. Courant**

**E. Commercial**

**POUTRES SECONDAIRES (30X40) cm<sup>2</sup> : (Poutres de Rive)**

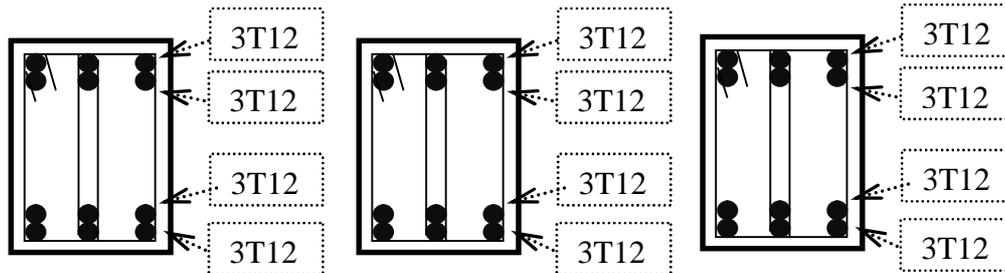


**E. Terrasse**

**E. Courant**

**E. Commercial**

**POUTRES SECONDAIRES (30X40) cm<sup>2</sup> : (Poutres Intermédiaires)**



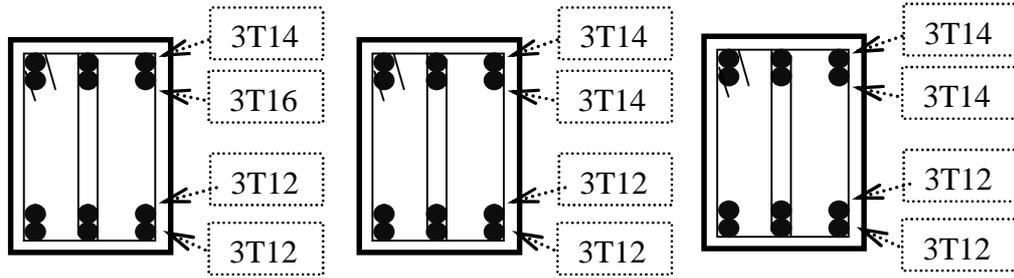
**E. Terrasse**

**E. Courant**

**E. Commercial**

**FERRAILLAGE DES POUTRES DU BLOC**

**POUTRES PRINCIPALES (30X45) cm<sup>2</sup> : (Poutres de Rive)**

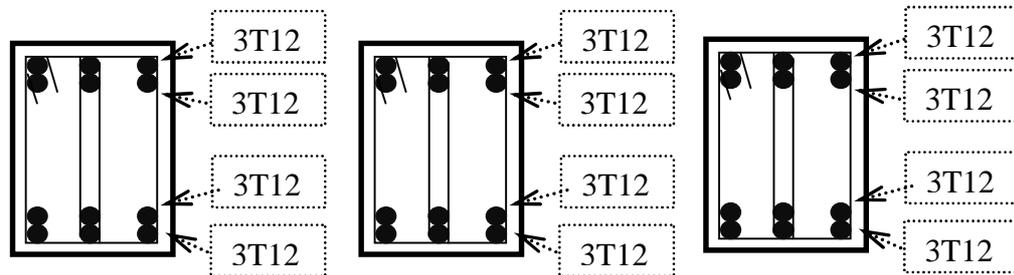


E. Terrasse

E. Courant

E. Commercial

**POUTRES PRINCIPALES (30X45) cm<sup>2</sup> : (Poutres Intermédiaires)**

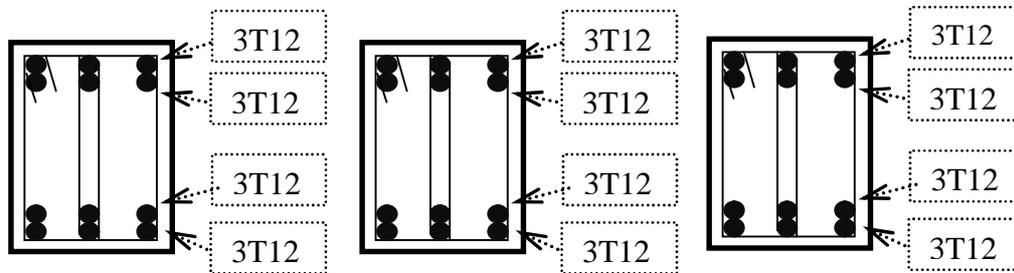


E. Terrasse

E. Courant

E. Commercial

**POUTRES SECONDAIRES (30X40) cm<sup>2</sup> : (Poutres de Rive)**

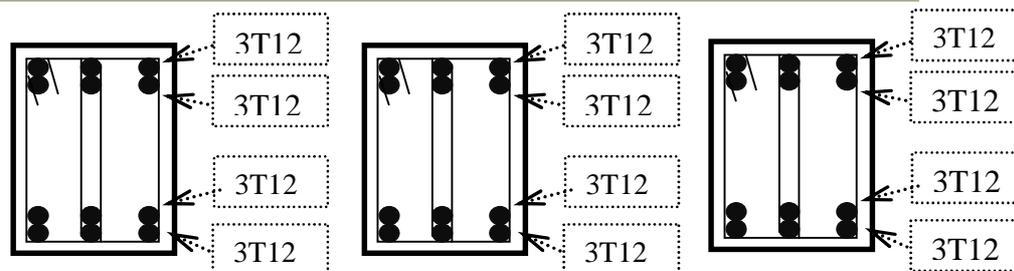


E. Terrasse

E. Courant

E. Commercial

**POUTRES SECONDAIRES (30X40) cm<sup>2</sup> : (Poutres Intermédiaires)**



E. Terrasse

E. Courant

E. Commercial

**Figure VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres**

**VI.4. Ferrailage des poteaux :**

**Méthode de calcul :**

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\text{Sollicitations de 1}^{\text{ème}} \text{ genre (BAEL 91)} : \begin{cases} S_{p1} = 1.35G + 1.5Q \\ S_{p1} = G + Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \dots A_3 \end{cases}$$

$$\text{Sollicitations 2}^{\text{ème}} \text{ genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} S_{p2} = 0.8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \dots A_6 \end{cases}$$

situation accidentelle				situation normale ou durable			
$\gamma_s$	$\gamma_b$	$\sigma_s$	$\sigma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_b$	$\sigma_s$	$\sigma_b$
1	1.15	400	18.48	1.15	1.5	348	14.17

**VI.4.1. Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochet.

Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0.7% (zone I).

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 4% en zone courante.  
6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

La longueur minimale des recouvrements est de  $\{40\Phi$  en zone I

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux seront donnés dans des tableaux.

**Tableau VI.5 : calcul des ferrailages des poteaux**

Bloc	Type de poteaux	$A_{\min} = 0,7\% \times S$	$A_{\max1} = 4\% \times S$	$A_{\max2} = 6\% \times S$
Les 3 blocs (1, 2 et 3)	Type 1 (55x55) cm <sup>2</sup>	21.18 (cm <sup>2</sup> )	121 (cm <sup>2</sup> )	181.5 (cm <sup>2</sup> )
	Type 2 (50 x 50) cm <sup>2</sup>	17.5 (cm <sup>2</sup> )	100 (cm <sup>2</sup> )	150 (cm <sup>2</sup> )
1 et 3	Type 3 (45 x 45) cm <sup>2</sup>	14.18 (cm <sup>2</sup> )	81 (cm <sup>2</sup> )	121.5 (cm <sup>2</sup> )

Tableau VI.6 : Les sollicitations défavorables du 1<sup>er</sup> genre et 2<sup>eme</sup> genre

Bloc 1					
Niveau		Type I (55x55) cm <sup>2</sup> R.D.C....2 <sup>eme</sup>	Type II (50x50) cm <sup>2</sup> 3 <sup>eme</sup> ....5 <sup>eme</sup>	Type III (45x45) cm <sup>2</sup> 6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup>	
Poteau	Combinaison				
1 <sup>er</sup> genre	A <sub>1</sub>	$N_{max} (KN)$	2465.8	1401.9	572.9
		$M_{cor} (KN.m)$	2.02	7.50	7.81
	A <sub>2</sub>	$N_{min} (KN)$	347.0	177.20	62.5
		$M_{cor} (KN.m)$	3.26	5.82	3.09
	A <sub>3</sub>	$M_{max} (KN.m)$	40.8	63.56	48.63
		$N_{cor} (KN)$	1491.1	890.2	357.3
2 <sup>eme</sup> genre	A <sub>4</sub>	$N_{max} (KN)$	1891.8	1025.2	419.1
		$M_{cor} (KN.m)$	26.63	19.41	14.74
	A <sub>5</sub>	$N_{min} (KN)$	59.90	2.4	11.30
		$M_{cor} (KN.m)$	18.99	4.12	1.49
	A <sub>6</sub>	$M_{max} (KN.m)$	35.50	78.65	61.17
		$N_{cor} (KN)$	1866.2	963.9	342.2
Bloc 2					
Niveau		Type I (55x55) cm <sup>2</sup> S.Sol1....2 <sup>eme</sup>	Type II (50x50) cm <sup>2</sup> 3 <sup>eme</sup> ....5 <sup>eme</sup>		
Poteau	Combinaison				
1 <sup>er</sup> genre	A <sub>1</sub>	$N_{max} (KN)$	1606.8	926.60	
		$M_{cor} (KN.m)$	0.48	0.16	
	A <sub>2</sub>	$N_{min} (KN)$	178.8	94.80	
		$M_{cor} (KN.m)$	1.97	25.04	
	A <sub>3</sub>	$M_{max} (KN.m)$	35.77	45.36	
		$N_{cor} (KN)$	892.0	526.10	
2 <sup>eme</sup> genre	A <sub>4</sub>	$N_{max} (KN)$	1168.10	675.30	
		$M_{cor} (KN.m)$	10.81	7.55	
	A <sub>5</sub>	$N_{min} (KN)$	2.10	1.40	
		$M_{cor} (KN.m)$	11.83	6.16	
	A <sub>6</sub>	$M_{max} (KN.m)$	26.79	37.52	
		$N_{cor} (KN)$	664.10	375.30	

Bloc 3						
Niveau		Type I (55x55) cm <sup>2</sup> R.D.C....2 <sup>eme</sup>	Type II (50x50) cm <sup>2</sup> 3 <sup>eme</sup> ....5 <sup>eme</sup>	Type III (45x45) cm <sup>2</sup> 6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup>		
Poteau	Combinaison					
1 <sup>er</sup> genre	A <sub>1</sub>	$N_{max} (KN)$	2574.2	1533.4	610.9	
		$M_{cor} (KN.m)$	0.26	1.1	1.4	
	A <sub>2</sub>	$N_{min} (KN)$	329.2	204.2	70.5	
		$M_{cor} (KN.m)$	2.68	4.08	1.46	
	A <sub>3</sub>	$M_{max} (KN.m)$	41.03	52.05	50.99	
		$N_{cor} (KN)$	1429.5	507.3	176.5	
2 <sup>eme</sup> genre	A <sub>4</sub>	$N_{max} (KN)$	1873	1119.3	447	
		$M_{cor} (KN.m)$	19.26	17.21	14.46	
	A <sub>5</sub>	$N_{min} (KN)$	6.3	1.2	8.1	
		$M_{cor} (KN.m)$	12.38	0.99	4.81	
	A <sub>6</sub>	$M_{max} (KN.m)$	30.98	46.8	43.96	
		$N_{cor} (KN)$	992.1	663.6	257.9	

**VI.4.2. Exemple de calcul :**

Dimension du poteau (55 x 55) cm<sup>2</sup> (bloc3)

Enrobage c = 2.5 cm

Hauteur utile d =49.5 cm

Contrainte d'acier  $f_e = 400$  MPa

Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPa

Contrainte limite de traction de béton  $f_{t28} = 2.1$  MPa

Fissuration peu préjudiciable

**Combinaison de 1<sup>er</sup> genre :**

	$N_{max} (KN)$	$M_{cor} (KN.m)$
a	2574.2	0.26

**Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.26}{2574.2} = 0.0001 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 2574.2 \left( 0.495 - \frac{0.55}{2} + 0.0001 \right) = 566.58 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0.514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.81 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.55 \times 0.55 \\ 2574.2 \times 0.495 \times \left( 1 - 0.514 \times \frac{2574.2 \times 10^4}{550 \times 495 \times 14.17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 2574.2KN < 3472KN \dots\dots\dots Condition \text{ Vérifiée} \\ M_u = 566.58KN.m < 3096.11KN.m \dots\dots\dots Condition \text{ Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1 = A_1' = 0$ ).

	$N_{min} (KN)$	$M_{cor} (KN.m)$
b	329.2	2.68

**Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.68}{329.2} = 0.008 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 329.2 \left( 0.495 - \frac{0.55}{2} + 0.008 \right) = 75.06 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0.514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.81 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.55 \times 0.55 \\ 329.2 \times 0.495 \times \left( 1 - 0.514 \times \frac{329.2 \times 10^4}{550 \times 495 \times 14.17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 329.2KN < 3472KN \dots\dots\dots Condition \text{ Vérifiée} \\ M_u = 75.06KN.m < 91.48KN.m \dots\dots\dots Condition \text{ Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_2 = A_2' = 0$ ).

	$N_{cor} (KN)$	$M_{max} (KN.m)$
c	1429.5	41.03

**Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{41.03}{1429.5} = 0.03 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1429.5 \left( 0.495 - \frac{0.55}{2} + 0.03 \right) = 357.38 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0.514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.81 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.55 \times 0.55 \\ 1429.5 \times 0.495 \times \left( 1 - 0.514 \times \frac{1429.5 \times 10^4}{550 \times 495 \times 14.17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 1492.5KN < 3472KN \dots\dots\dots Condition \text{ Vérifiée} \\ M_u = 357.38KN.m < 699.51KN.m \dots\dots\dots Condition \text{ Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_3 = A_3' = 0$ ).

**Combinaison de 2<sup>er</sup> genre :**

	$N_{max}$ (KN)	$M_{cor}$ (KN.m)
a	1873.0	19.26

**Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{19.26}{1873} = 0.01 \text{ m}$$

$$M_{acc} = N_{acc} \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 187.30 \left( 0.495 - \frac{0.55}{2} + 0.103 \right) = 431.32KN.m$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_{acc} = 1873KN < 4528.06KN \dots\dots\dots Condition \text{ Vérifiée} \\ M_{acc} = 431.32KN.m < 846.95KN.m \dots\dots\dots Condition \text{ Vérifiée} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{acc} \leq 0.81f_{bc} \times b \times h \\ M_{acc} \leq N_u d \left( 1 - 0.514 \frac{N_{acc}}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.81 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.55 \times 0.55 \\ 1873 \times 0.495 \times \left( 1 - 0.514 \times \frac{1873 \times 10^4}{550 \times 495 \times 18.48} \right) \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_4 = A_4' = 0$ ).

	$N_{min}$ (KN)	$M_{cor}$ (KN.m)
b	6.3	12.38

**Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12.38}{6.3} = 1.97 \text{ m}$$

$$M_{acc} = N_{acc} \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 6.3 \left( 0.495 - \frac{0.55}{2} + 1.97 \right) = 13.80KN.m$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_{acc} \leq 0.81f_{bc} \times b \times h \\ M_{acc} \leq N_u d \left( 1 - 0.514 \frac{N_{acc}}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.81 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.55 \times 0.55 \\ 6.3 \times 0.495 \times \left( 1 - 0.514 \times \frac{6.3 \times 10^4}{550 \times 495 \times 18.48} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{acc} = 6.3KN < 4528.06KN \dots\dots\dots Condition \text{ Vérifiée} \\ M_{acc} = 13.80KN.m < 3.09KN.m \dots\dots\dots Condition \text{ Non Vérifiée} \end{cases}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section  $A_s$

Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée *Condition Non Vérifiée*

$$(d - c)N_{acc} - M_{acc} \leq (0,337h - 0,81c)b h \sigma_{bc}$$

$$\begin{cases} (d - c)N_{acc} - M_{acc} = 10.84KN.m \\ (0,337h - 0,81c)b h \sigma_{bc} = 922.94 KN.m \end{cases} \Rightarrow \{ 10.84KN.m < 922.94 KN.m \rightarrow Condition \text{ Vérifiée}$$

**Calcul du ferrailage :**

$$\mu = \frac{M_{acc}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{12.38 \times 10^3}{55 \times 49.5^2 \times 18.48} = 0.0049$$

$$\beta = 0.998$$

$$A_s = \frac{M_{acc}}{\beta d \sigma_s} = \frac{12.38 \times 10^3}{0.998 \times 49.5 \times 400} = 0.63cm^2$$

$$A_{sl} = A_s - \frac{N_{acc}}{\sigma_s} = 0.63 - \frac{6.3}{400} = 0.61cm^2$$

	$N_{cor}$ (KN)	$M_{max}$ (KN.m)
C	992.1	30.98

**Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{30.98}{992.1} = 0,03 \text{ m}$$

$$M_{acc} = N_{acc} \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 992.1 \left( 0.495 - \frac{0.55}{2} + 0.03 \right) = 248.03KN.m$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_{acc} \leq 0.81f_{bc} \times b \times h \\ M_{acc} \leq N_{acc} d \left( 1 - 0.514 \frac{N_{acc}}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.81 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.55 \times 0.55 \\ 992.1 \times 0.495 \times \left( 1 - 0.514 \times \frac{992.1 \times 10^4}{550 \times 495 \times 18.48} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{acc} = 992.1KN < 4528.06KN \dots\dots\dots Condition \text{ Vérifiée} \\ M_{acc} = 248.03KN.m < 6.65KN.m \dots\dots\dots Condition \text{ Non Vérifiée} \end{cases}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section  $A_6$

Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée

$$(d - c)N_{acc} - M_{acc} \leq (0,337h - 0,81c)b h \sigma_{bc}$$

$$\begin{cases} (d - c)N_{acc} - M_{acc} = 218.26 \text{ KN.m} \\ (0,337h - 0,81c)b h \sigma_{bc} = 922.94 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \{218.26 \text{ KN.m} < 922.94 \text{ KN.m} \dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

**Calcul du ferrailage :**

$$\mu = \frac{M_{acc}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{30.98 \times 10^3}{55 \times 49.5^2 \times 18.48} = 0.012 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_s = \frac{M_{acc}}{\beta d \sigma_s} = \frac{30.98 \times 10^3}{0.994 \times 49.5 \times 400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{sl} = A_s - \frac{N_{acc}}{\sigma_s} = 1.57 - \frac{992.1}{400} = 0.91 \text{ cm}^2$$

**Tableau V.6 : Les sollicitations défavorables du 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> genre.**

Bloc 1									
Niv	Comb	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>ème</sup> genre			A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>adoptée</sub> cm <sup>2</sup>
		N (KN)	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>acc</sub> (KN)	M <sub>acc</sub> KN.m	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>		
Type 1 55x55 cm <sup>2</sup>	A	2465.8	2.02	0	1891.8	26.63	0	21.18	8T16 + 4T14 22.24cm <sup>2</sup>
	B	347.0	3.26	0	59.90	18.99	0.15		
	C	1491.1	40.8	0	1866.2	35.50	0		
Type 2 50x50 cm <sup>2</sup>	A	1401.9	7.5	0	1025.2	19.41	0	17.50	6T14 + 6T14 18.47 cm <sup>2</sup>
	B	177.20	5.82	0	2.4	4.12	0.19		
	C	890.2	63.56	0	963.9	78.65	0		
Type 3 45x45 cm <sup>2</sup>	A	572.9	7.81	0	419.1	14.74	0	14.18	4T14 + 8T12 + 15.21 cm <sup>2</sup>
	B	62.5	3.09	0	11.30	1.49	0		
	C	357.3	48.63	0	342.2	61.17	0		

Bloc 2									
Niv	Comb	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>ème</sup> genre			A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>adoptée</sub> cm <sup>2</sup>
		N (KN)	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>acc</sub> (KN)	M <sub>acc</sub> KN.m	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>		
Type 1 55x55 cm <sup>2</sup>	A	1606.8	0.48	0	1168.1	10.81	0	21.18	8T16 + 4T14 <b>22.24cm<sup>2</sup></b>
	B	178.8	1.97	0	2.10	11.83	0.54		
	C	892.0	35.7	0	664.10	26.79	0		
Type 2 50x50 cm <sup>2</sup>	A	926.6	0.16	0	675.30	7.55	0	17.50	6T14 + 6T14 <b>18.47 cm<sup>2</sup></b>
	B	94.80	25.04	0.14	1.40	6.16	0.31		
	C	526.10	45.36	0	375.30	37.52	0		
Bloc 3									
Niv	Comb	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>ème</sup> genre			A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>adoptée</sub> cm <sup>2</sup>
		N (KN)	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>acc</sub> (KN)	M <sub>acc</sub> KN.m	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>		
Type 1 55x55 cm <sup>2</sup>	A	2574.2	0.26	0	1873	19.26	0	21.18	8T16 + 4T14 <b>22.24cm<sup>2</sup></b>
	B	329.2	2.68	0	6.30	12.38	0.63		
	C	1429.5	41.03	0	992.1	30.98	1.57		
Type 2 50x50 cm <sup>2</sup>	A	1533.4	1.1	0	1119.3	17.21	0	17.50	6T14 + 6T14 <b>18.47 cm<sup>2</sup></b>
	B	204.2	4.08	0	1.20	0.99	0.04		
	C	507.3	52.05	0	663.6	46.8	0		
Type 3 45x45 cm <sup>2</sup>	A	610.9	1.4	0	447	14.46	0	14.18	4T14 + 8T12 + <b>15.21 cm<sup>2</sup></b>
	B	70.5	1.46	0	8.10	4.81	0.18		
	C	176.5	50.99	1.16	257.9	43.96	0		

**VI.5. Les vérifications :** Exemple de calcul (bloc3) :

Vérification de la contrainte de cisaillement : « poteau le plus sollicité (55x55) cm<sup>2</sup> » :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{8.5 \times 10}{55 \times 49.5} = 0.031 \text{MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,031 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

### Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par RPA 99/V2003.

$$\Phi_t = \frac{\Phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Donc le choix adopté est :  $\Phi 8$ .

### Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

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

$V_u$  : Effort tranchant de calcul ;

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute ;

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

$\rho_a$  : Coefficient correcteur égale à :  $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

**Espacement** : D'après le RPA 99/2003 conformément a l'article (7.4.2.2) on :

$$\begin{cases} \text{Zone nodale.....Zone}_1 : S_t \leq \min \{10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante.....Zone}_1 : S_t \leq 15\Phi_1 = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

### Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 4,59}{0,55} = 5,84 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 8,5 \times 10}{35 \times 235} = 0,25 \text{ cm}^2$$

### Quantité d'armatures transversales minimales :

$$\text{Alors } \begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

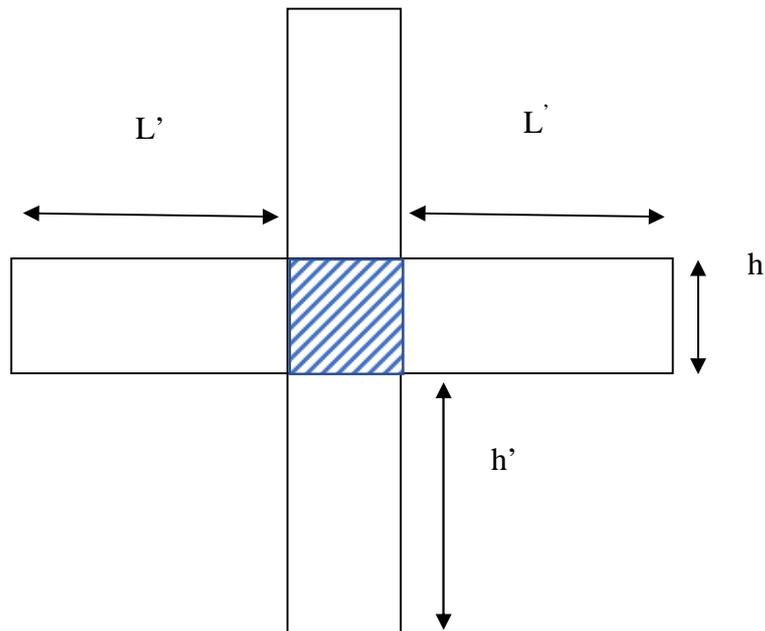
### Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \{ \tau_u ; 0,4 \text{ MPa} \} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,83 \text{ cm}^2.$$

**Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 76.5 \text{ cm}; 55 \text{ cm}; 55 \text{ cm}; 60 \text{ cm} \} = 76.5 \text{ cm} \\ L' = 2h = 2 \times 55 = 110 \text{ cm} \end{array} \right.$$



**Figure VI.2 : La zone nodale**

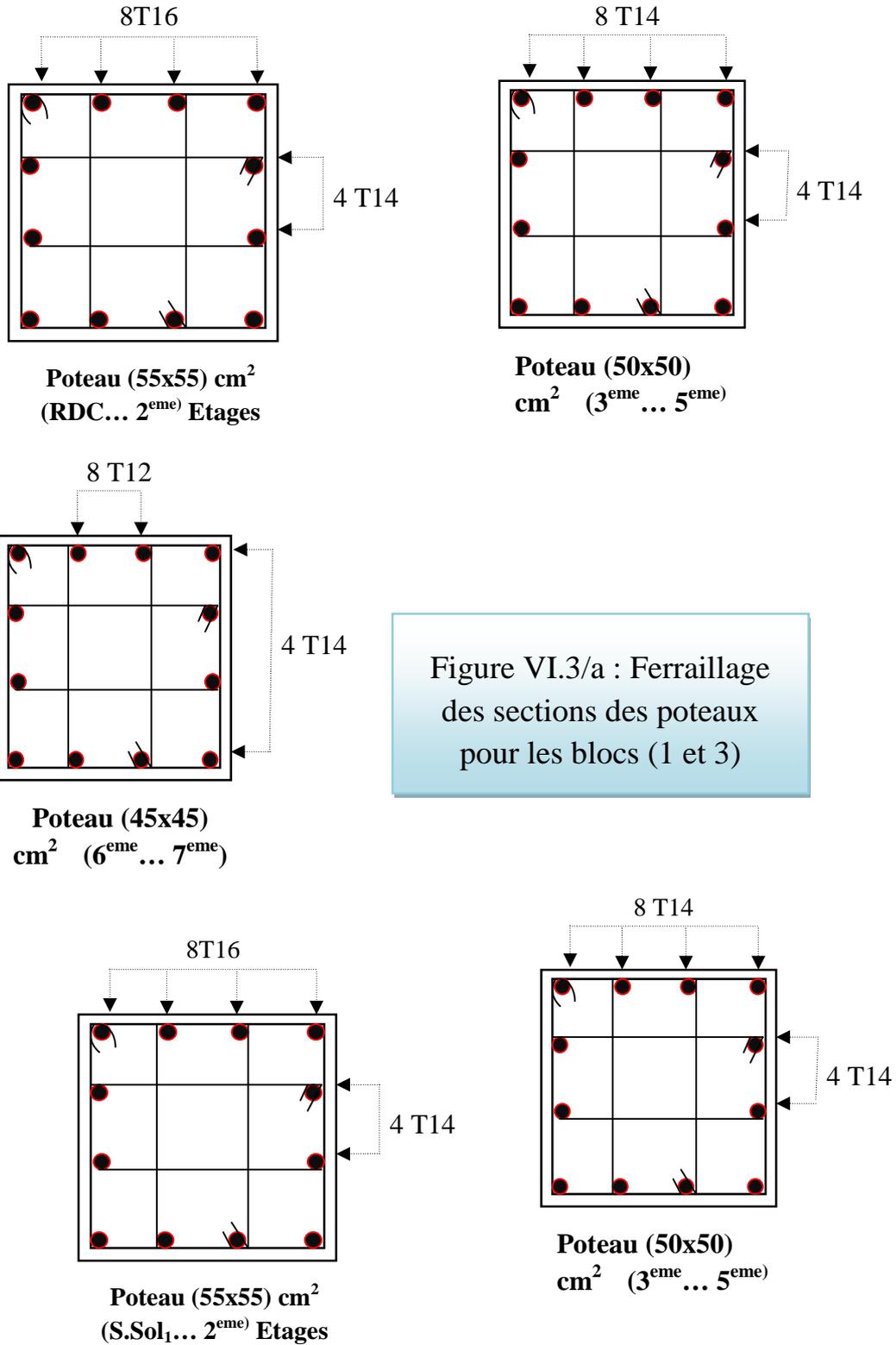


Figure VI.3/a : Ferrailage des sections des poteaux pour les blocs (1 et 3)

Figure VI.3/b : Ferrailage des sections des poteaux (bloc 2)

**FERRAILLAGE DES VOILES DE CONTREVENTEMENT :****VII.6. Voile de contreventement :**

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique). Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voiles - portiques) ; ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

**VII.6.1. Conception :**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas de (Torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

**VII.6.2. Calcul :**

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portiques-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

**VII.6.3. Principe de calcul :**

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable

Selon les combinaisons suivantes :

**G+Q+E** (Vérification du béton).

**0.8G±Q+E** (Calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99 (version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- Armatures transversales.

#### VI.6.4.La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 MPa$$

**Avec :**

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

**On distingue 3 cas :**

**1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99/ (**Version 2003**).

$$A_{\min} = 0,15\% .a.L$$

**2<sup>eme</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

Si :  $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$ , On ferraille avec la section minimale.

Si :  $A_v > A_{\min}$ , On ferraille avec  $A_v$ .

**3<sup>eme</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée,

Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

**VI.6.4.1 Les armatures verticales :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

**VI.6.4.2 Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15%

En zone courante 0,10 %.

**VI.6.4.3 Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

**VI.6.5 Ferrailage des voiles :****VI.6.5.1 Exemple de calcul : (Bloc1)****Voile de Rive :A**

$$A = (0.55^2 \times 2) + 0.25 \times 4.45 = 1.72 \text{ m}^2$$

$$I = (0.25 \times 4.45^3) / 12 = 1.84 \text{ m}^4$$

$$V = 2.50 \text{ m}$$

$$N = 895.5 \text{ KN}$$

$$M = 6.20 \text{ KN.m}$$

$$T = 3.40 \text{ KN}$$

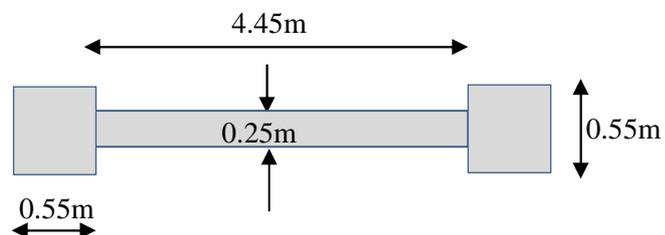


Figure :VI.4 Voile Type 1

**Détermination des contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{895.5 \times 10^{-3}}{1.72} + \frac{6.2 \times 2.50 \times 10^{-3}}{1.84} = 0.529 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = \frac{895.5 \times 10^{-3}}{1.72} - \frac{6.2 \times 2.50 \times 10^{-3}}{1.84} = 0.512 \text{ MPa}$$

On a  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  ; la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

$$A_{\min} = 0,15\% .a.L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{\min} = 0,15\% .a.L = 0.0015 \times 25 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Le diamètre « D » :**

$$D \leq \frac{1.a}{10(\text{mm})} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 250}{10} = 25 \text{ mm}$$

On prend  $D=12 \text{ mm}$ .

Donc on prend : **5T12 p.m. =5.65 cm<sup>2</sup>/m**

**L'espacement « St » :**

- Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2.a; 33 \text{ cm}\} ; St \leq \min \{50; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le R.P.A 99 (Version 2003) on a :

$$St \leq \min \{1.5 a; 30 \text{ cm}\} ; St \leq \min \{37.5; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL91}}; St_{\text{RPA 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm} ; \text{ On adopte : } St = 20 \text{ cm.}$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement «  $\tau_b$  » :**

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/V2003).

$$\text{-La contrainte de cisaillement : } \tau_u = 1.4 \frac{T}{b_0.d}$$

**Avec :**

T : l'effort tranchant à la base du voile.

$b_0$  : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.( $d=09 \times h$ ).

h : hauteur totale de la section brute.

la contrainte limite est :  $\bar{\tau} = 0,2.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = 1.4 \frac{T}{b_0 \cdot d} = 1.4 \times \frac{3.2 \times 10^{-3}}{0.25 \times (0.9 \times 4.59)} = 0.004 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.004 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$

**Disposition des armatures :**

**Armatures verticales :**

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur. La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, être doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**On a :**  $S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t / 2 = 10 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$

$L = 445 \text{ cm} \Rightarrow L/10 = 44.5 \text{ cm}$

**Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø.

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués Conformément aux règles de béton armé en vigueur  $S_t \leq \min (1,5.a; 30 \text{ cm})$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit T12 avec un espacement de 20 cm.

**Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

**Voile Intermédiaire :**

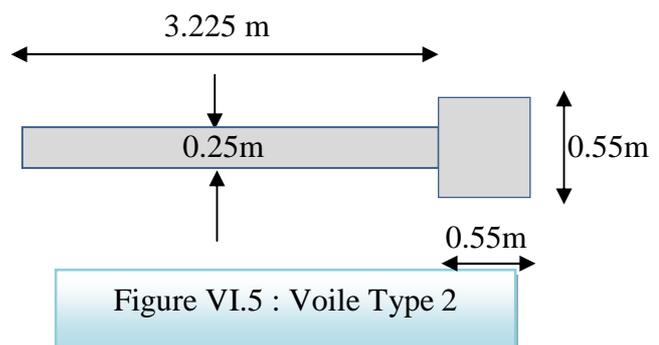
$A = (0.55^2) + 0.25 \times 3.225 = 1.11 \text{ m}^2$

$I = (0.25 \times 3.225^3) / 12 = 0.70 \text{ m}^4$

$V = 1.89 \text{ m}$

$N = 1411.7 \text{ KN}$

$M = 8.5 \text{ KN.m}$



T = 5 KN

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}; \sigma_1 = \frac{1411.7 \times 10^{-3}}{1.11} + \frac{8.50 \times 1.89 \times 10^{-3}}{0.70} = 1.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}; \sigma_2 = \frac{1411.7 \times 10^{-3}}{0.95} - \frac{8.50 \times 1.89 \times 10^{-3}}{0.56} = 1.24 \text{ MPa}$$

On a  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  ; la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

$A_{\min} = 0,15\% .a.L$

**Tableaux VI.7.représentation des armatures des voiles de contreventement**

Bloc 1					
Voile de rive		$\sigma_1$	$\sigma_2$	$A_{\min} \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{\text{adoptée}} \text{ cm}^2/\text{ml}$
A	1.72 m <sup>2</sup>	1.29 Mpa	1.24 Mpa	3.75 cm2/ml	5T12 p.m. =5.65 cm <sup>2</sup> /m
I	1.84 cm <sup>4</sup>				
V	2.50 m				
N	-895.5 KN				
M	-6.20 KN.m				
T	3.40 KN				
Voile Intermédiaire					
A	1.11 m <sup>2</sup>	1.29 Mpa	1.25 Mpa	3.75 cm2/ml	5T12 p.m. =5.65 cm <sup>2</sup> /m
I	0.70 m <sup>4</sup>				
V	1.61 m				
N	-1411.7 KN				
M	8.50 KN.m				
T	5.00 KN				

Bloc 2					
Voile de rive		$\sigma_1$	$\sigma_2$	Amin cm2	Aadoptée cm <sup>2</sup>
A	1.72 m <sup>2</sup>	0.31 Mpa	0.29 Mpa	3.75 cm2/ml	5T12 p.m. =5.65 cm <sup>2</sup> /m
I	1.84 cm <sup>4</sup>				
V	2.50 m				
N	-513.3 kn				
M	9.80 kn.m				
T	5.40 kn				
Voile Intermédiaire		$\sigma_1$	$\sigma_2$	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>adoptée</sub> cm <sup>2</sup>
A	1.72 m <sup>2</sup>	0.35 Mpa	0.33 Mpa	3.75 cm2/ml	5T12 p.m. =5.65 cm <sup>2</sup> /m
I	1.84 cm <sup>4</sup>				
V	2.50 m				
N	-584.6 kn				
M	5.20 kn.m				
T	-3.30 kn				

Bloc 3					
Voile de rive		$\sigma_1$	$\sigma_2$	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>adoptée</sub> cm <sup>2</sup>
A	1.72 m <sup>2</sup>	0.51 Mpa	0.49 Mpa	3.75 cm <sup>2</sup> /ml	5T12 p.m. =5.65 cm <sup>2</sup> /m
I	1.84 cm <sup>4</sup>				
V	2.50 m				
N	-868.9 kn				
M	5.8 kn.m				
T	3.2 kn				
Voile Intermédiaire		$\sigma_1$	$\sigma_2$	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>adoptée</sub> cm <sup>2</sup>
A	1.72 m <sup>2</sup>	0.73 Mpa	0.71 Mpa	3.75 cm <sup>2</sup> /ml	5T12 p.m. =5.65 cm <sup>2</sup> /m
I	1.84 cm <sup>4</sup>				
V	2.50 m				
N	-1239.3 kn				
M	-3.70 kn.m				
T	2.30 kn				

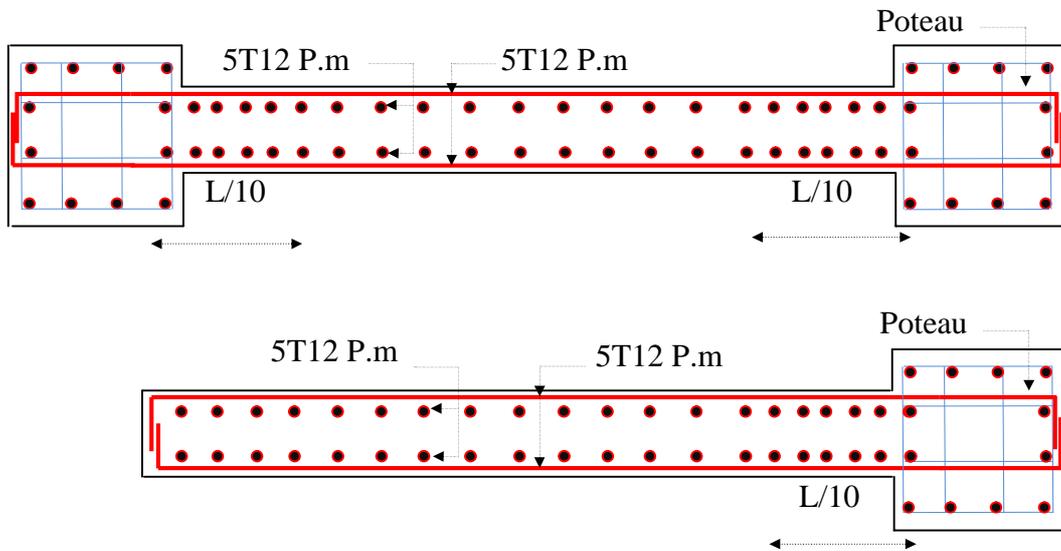


Figure VI.6 : Disposition des armatures des Voiles



## **Chapitre – VII–**

---

### **Etude L'infrastructure**

## VII.1 Calcul des fondations :

### VII.1.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, au quelles elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1.5 bar à un ancrage de 2.4 m.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondations donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- Transmettre au sol la totalité des efforts
- Éviter les tassements différentiels.

### VII.1.2 Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges a transmises tout en en résistant aux contraintes de sol.

### VII.2 Calcul du radier :

Un radier c'est une semelle unique de très grande dimension commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol  $\approx$  poids total de la structure).

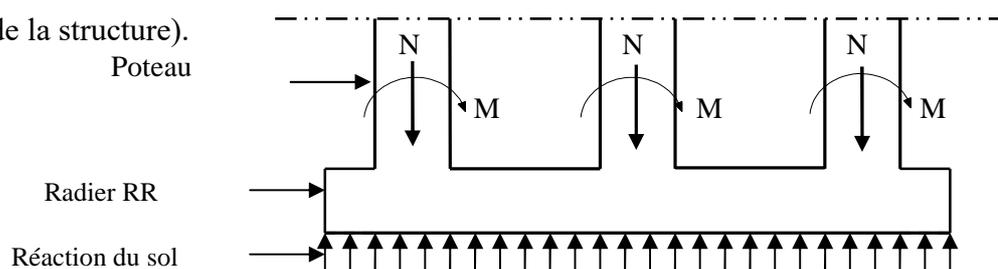


Figure. VII.1 : Schéma du Radier

**VII.2.1 Pré dimensionnement du radier :**

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations

dues à la Superstructure :  $G_T = \sum_{i=1}^8 G_i$  ;  $Q_T = \sum_{i=1}^8 Q_i$

Avec :

$G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

**Combinaison d'actions :**

A L'E.L.U :  $N_U = 1.35G_T + 1.5Q_T$

A L'E.L.S :  $N_{Ser} = G_T + Q_T$

**Surface minimale du radier :** La surface du radier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Tableau VII.2 : surface minimale du radier

	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3
$\sigma_{sol}$ (bars)	1.5		
$G_T$ (kn)	37694.90	31709.5	36734.50
$Q_T$ (kn)	6437.50	5865.70	6437.50
$N_u$ (kn)	60544.20	51606.00	59247.60
$N_{ser}$ (kn)	44132.70	37575.1	43172.00
Surface minimale ( $S_r$ )	294.22 cm <sup>2</sup>	250.50 cm <sup>2</sup>	287.81 cm <sup>2</sup>

On prévoit un débord constructif de 20cm pour faciliter le façonnage des armatures, la surface du radier devient.

Bloc1  $S_{radier} = 513.08m^2$ .

Bloc2  $S_{radier} = 755,00m^2$ .

Bloc 3  $S_{radier} = 514.08m^2$ .

**VII.2.2 Calcul de l'épaisseur de la dalle du radier :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

**1<sup>ère</sup> Condition :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant ultime ;  $V_u = \frac{Q_u \cdot L}{2}$

$L$  : Longueur maximal d'une bande ( $b$ )= 1m ;  $L$ = 5 m

Tableau VII.3 : l'effort tranchant ultime

	$Q_u = \frac{N_u}{S} (kn / m)$	$Q_u \times 1ml (kn / m)$	$V_u$	d
Bloc 1	118.00	118.00	295	0.196
Bloc 2	68.35	68.35	170.88	0.114
Bloc 3	115.25	115.25	288.13	0.192

2<sup>ème</sup> Condition :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq d \leq 25 \text{ cm} \\ L = 5.00 \text{ m} \end{cases}$$

Donc :  $h \geq d + c = 20 + 5 = 25 \text{ cm}$

Soit :  $d = 20 \text{ cm}$ ,  $h = 30 \text{ cm}$

**VII.3 Détermination de la hauteur de la poutre de libage :**

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 55.56 \text{ cm} \leq h \leq 83.33 \text{ cm}$$

On prend comme dimension :  $\begin{cases} h = 70 \text{ cm} , d = 63 \text{ cm} . \\ b = 55 \text{ cm} . \end{cases}$

**VIII.3.1 Vérification des contraintes du sol :**

On doit vérifier la contrainte de sol sous radier à L'ELS sous l'action de la superstructure ainsi son poids propre et compris les poutres de libage.

**Poids propre du radier :**

$$G_{\text{radier}} = \gamma_{\text{BA}} \cdot (h_r \cdot S_r + h_p \cdot b_p \cdot \sum L_i)$$

$$N_{\text{ser}} = G_{\text{radier}} + N_{\text{ser superstructure}}$$

Tableau VII.4 : Poids propre du radier

	$h_r (m)$	$S_{\text{radier}} (cm^2)$	$h_p (m)$	$b_p (m)$	$\sum L_i (m)$	$N_{\text{ser superstructure}}$	$G_{\text{radier}} (kn)$	$N_{\text{ser}} (kn)$
Bloc 1	0.30	513.08	0.70	0.55	245	44132.70	6206.23	50338.93
Bloc 2		755.00			355	37575.1	9079.38	46654.48
Bloc 3		514.08			245	43172.00	6213.73	49385.73

Donc on va vérifier la condition suivante :

- Tableau VII.5 : Vérification des contraintes du sol

	$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} < 150\text{KN} / \text{m}^2$	Observation
Bloc1	$\frac{50338.93}{513.08} = 98.11 < 150\text{KN} / \text{m}^2$	Condition vérifiée
Bloc 2	$\frac{46654.48}{755.00} = 61.79 < 150\text{KN} / \text{m}^2$	Condition vérifiée
Bloc 3	$\frac{49385.73}{514.08} = 96.07 < 150\text{KN} / \text{m}^2$	Condition vérifiée

**VII.3.2 La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre :  $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.55 \times 0.70^3}{12} = 0,016\text{m}^4$  .

E : module d'élasticité du béton,  $E = 3216420 \text{ t} / \text{m}^2$  .

b : largeur de la poutre :  $b = 0.55 \text{ m}$

K : coefficient de la raideur de sol  $k = 500 \text{ t} / \text{m}^3$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,016}{500 \times 0.55}} = 2.95\text{m}$$

$$L_{max} = 4.45\text{m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 4.63\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$L_{max}$  : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

**VII.4 Evaluation des charges pour le calcul du radier :**

**VII.4.1 Poids unitaire du radier :**

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} \quad ; \quad \sigma_{radier} = \gamma_b \times h$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 25 \times 0.30 = 7.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Tableau VII.6 : Poids unitaire du radier

	$\sigma_{max} \text{ (KN} / \text{m}^2)$	$\sigma_{radier} \text{ (KN} / \text{m}^2)$	$Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} \text{ (kn} / \text{m}^2)$
Bloc1	98.11	7.5	90.61
Bloc 2	61.79		54.29
Bloc 3	96.07		88.57

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Si \rightarrow \alpha = L_x / L_y < 0,4$$

Tableau VII.7 : la charge du radier

	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3
Q (kn / m <sup>2</sup> )	90.61	54.29	88.57

**VII.5 Ferrailage du radier :**

**VII.5.1 Ferrailage des dalles :**

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L<sub>x</sub> et L<sub>y</sub> avec L<sub>x</sub> ≤ L<sub>y</sub>.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

**1<sup>ère</sup> cas :**

Si α = L<sub>x</sub>/L<sub>y</sub> ≥ 0,4 : La dalle porte suivant les deux directions.

Les moments sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} \end{cases}$$

**Moment en travée :**

M<sub>t</sub> = 0,85M<sub>o</sub>.....panneau de rive.

M<sub>t</sub> = 0,75M<sub>o</sub>.....panneau intermédiaire.

**Moment sur appuis :**

M<sub>a</sub> = 0,4 M<sub>o</sub>.....appuis de rive.

M<sub>a</sub> = 0,5M<sub>o</sub>.....appuis intermédiaire

**2<sup>ème</sup> cas :**

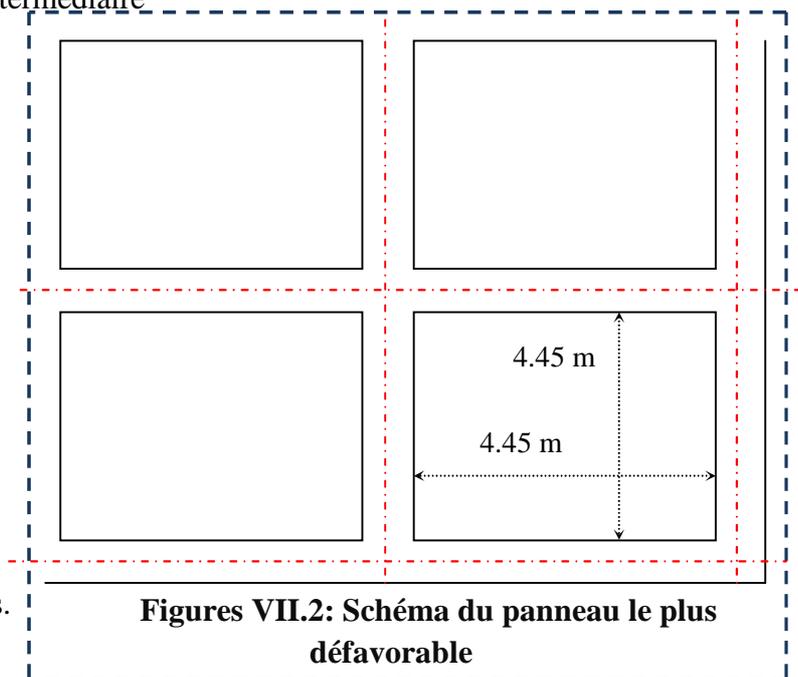
Si α =  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4$  : La dalle se calcule

comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.45}{4.45} = 1 > 0,4$$

Donc la dalle porte dans les deux sens.



**Figures VII.2: Schéma du panneau le plus défavorable**

$$\alpha = 0,99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2 \quad ; \quad M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} \quad , \quad M_t = M_{tx} = M_{ty} = 0,85M_{ox}$$

$$M_{arive} = 0,3M_0 \quad ; \quad M_{a\text{inter}} = 0,5M_0$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad ; \quad A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tableau VII.8. : Choix des armatures de la dalle du radier

		En travée	Bloc1	Bloc 2	Bloc 3
Sens-x et Sens-y	$M_{0x}$ (kn.m)		66.03	39.56	64.54
	$M_{t\text{rive}}$		56.13	33.63	54.86
	$\mu$		0.054	0.033	0.053
	$A_S$ (cm <sup>2</sup> /ml)		6.15	3.64	6.01
	$A_S$ adopté		6 T12 (A=6.79)	5 T12 (A=5.65)	6 T12 (A=6.79)
	$St$ (cm)		17 cm	20 cm	17 cm
	$M_{t\text{inter}}$		49.52	29.67	48.41
	$\mu$		0.048	0.029	0.047
	$A_S$ (cm <sup>2</sup> /ml)		5.41	3.21	5.28
	$A_S$ adopté		5 T12 (A=5.65)	5 T12 (A=5.65)	5 T12 (A=5.65)
$St$ (cm)		20 cm	20 cm	20 cm	

		Sur appuis	Bloc1	Bloc 2	Bloc 3
Appuis de rive	$M_{0x}$ (kn.m)		66.03	39.56	64.54
	$M_{a\text{rive}}$ (kn.m)		26.41	15.83	25.82
	$\mu$		0.026	0.015	0.025
	$A_S$ (cm <sup>2</sup> /ml)		2.85	1.70	2.78
	$A_S$ adopté		5 T12 (A=5.65)	5 T12 (A=5.65)	5 T12 (A=5.65)
	$St$ (cm)		20 cm	20 cm	20 cm
Appuis Intermédiaire	$M_{a\text{inter}}$ (kn.m)		33.02	19.77	32.27
	$\mu$		0.032	0.019	0.031
	$A_S$ (cm <sup>2</sup> /ml)		3.57	2.13	3.49
	$A_S$ adopté		5 T12 (A=5.65)	5 T12 (A=5.65)	5 T12 (A=5.65)
	$St$ (cm)		20 cm	20 cm	20 cm

**VII.5.2 Vérification de l'espacement :** Dans le sens le plus sollicité :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33\text{ cm}\} \\ S_t \leq 33\text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

**VII.5.3 Disposition du ferrailage :**

**Arrêt des barres :**

La longueur de scellement  $L_s$  est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a :  $f_e = 400$  et  $f_{c28} = 25$  MPa .

Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

**Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{ij} \rightarrow \tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

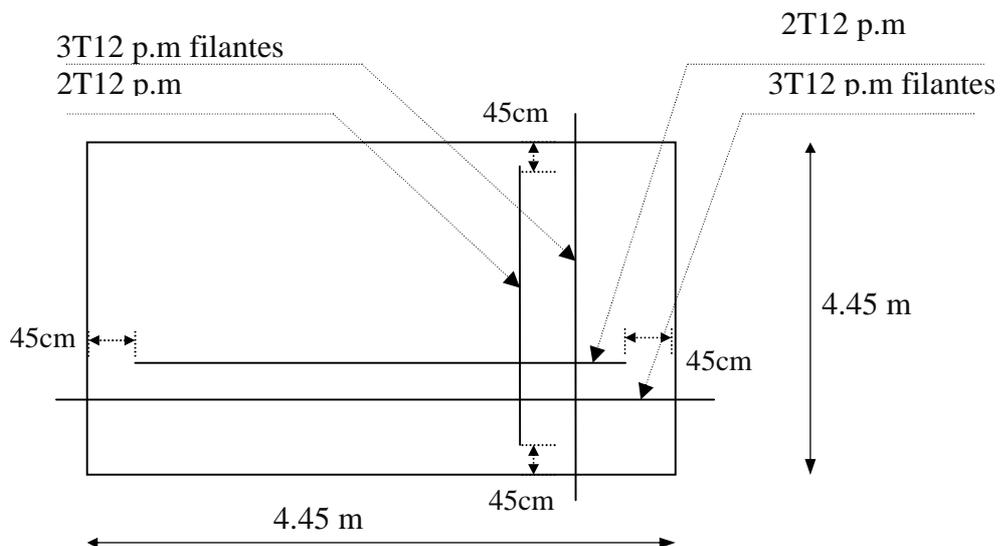
$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max\{L_s ; 0, 2L_x\} \rightarrow L_1 = \max\{42.25 ; 89\} = 89 \text{ cm} .$$

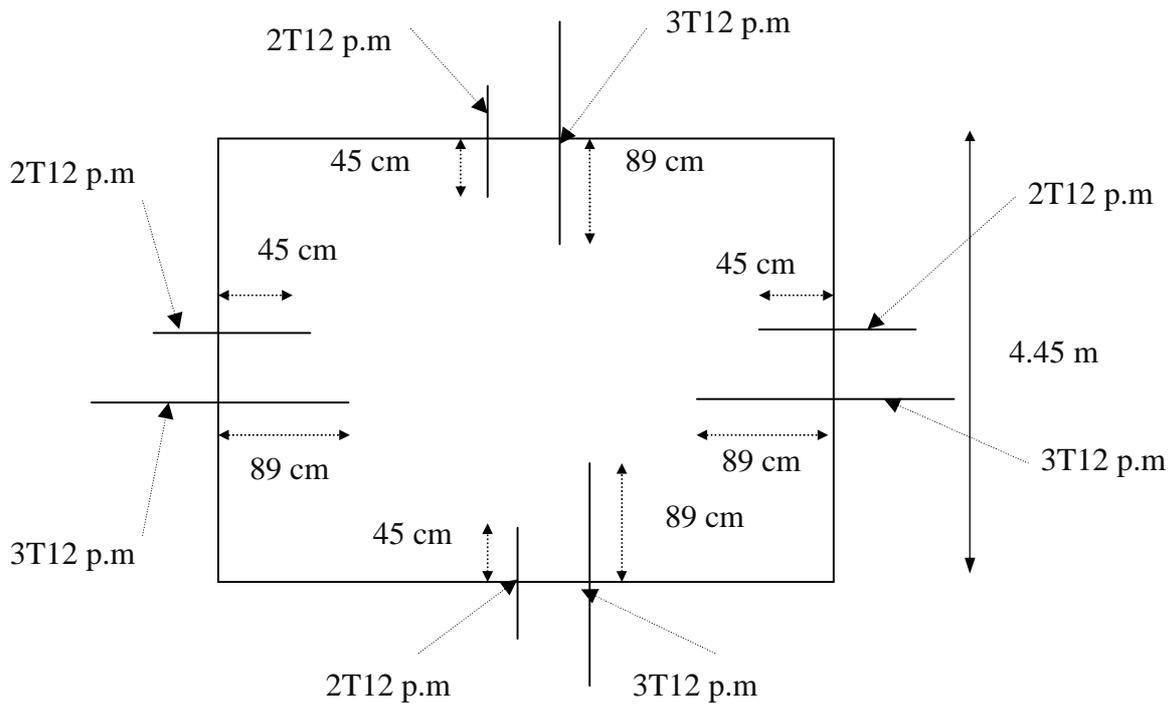
**Arrêt des barres en travée dans les deux sens :**

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{Lx}{10} = \frac{445}{10} = 44.50 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$



**Figure VII.3 : Armatures supérieures (en travée)**

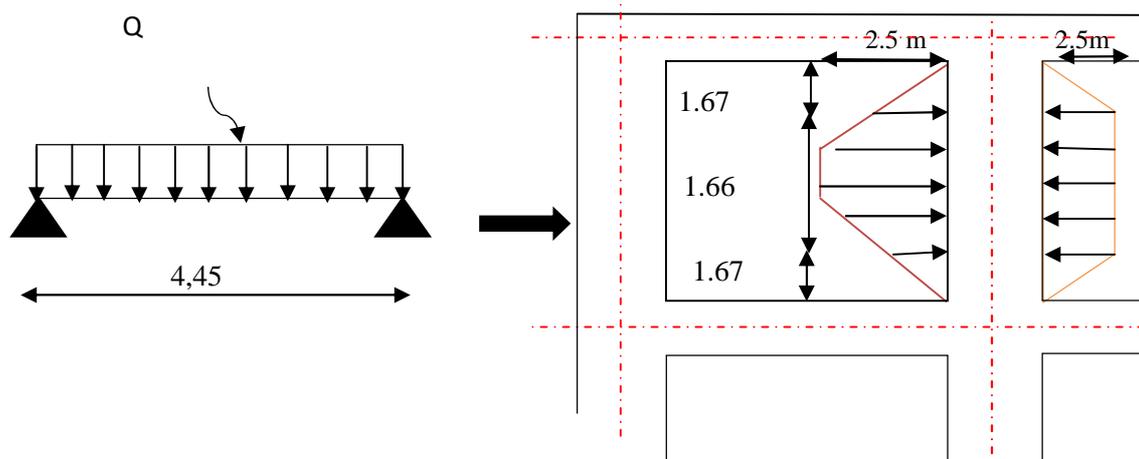


**Figure VII.4 : Armatures inférieures (sur appuis)**

**VIII.6 Ferrailage des poutres de libage :**

Le rapport  $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

**a. Sens longitudinal (y) :**



**Figure VII.5 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.**

**Calcul de Q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L_{x1}^2}{3 \times L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x1} + \left( 1 - \frac{L_{x2}^2}{3 \times L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x2} \right]$$

**Avec :**

$$L_{x1} = 4.45 \text{ m} ; L_{y1} = 4.45 \text{ m} ; L_{x2} = 4.45 \text{ m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} ; \text{ Avec } L = 4.45 \text{ m.}$$

Tableau VII.9. : Charge uniforme équivalente sens longitudinal

	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3
Q (kn / m <sup>2</sup> )	90.61	54.29	88.57
Q' (kn / m)	268.81	161.06	262.76
M <sub>0</sub> (kn.m)	665.39	398.67	650.41

**Calcul du ferrailage :**

**Exemple de calcul :**

$$M_t = M_{t_x} = M_{t_y} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 665.39 = 565.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \text{avec} \rightarrow A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{565.58 \times 10^3}{0. \times 63 \times 348} = 28.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$b=55\text{cm}, d=09h=63\text{cm}$$

Tableau VII.10. : Ferrailage en travée sens longitudinal

En Travée	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3
M <sub>0</sub> (kn.m)	665.39	398.67	650.41
M <sub>t</sub> (kn.m)	565.58	338.87	552.85
μ	0.183	0.110	0.179
A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	28.73	16.41	28.02
A <sub>S</sub> adopté pour les deux sens	$\begin{cases} 1^{er} \text{ lit } 4T20 \\ 2^{eme} \text{ lit } 4T20 \\ 3^{eme} \text{ lit } 2T16 \end{cases}$	$\begin{cases} 1^{er} \text{ lit } 4T16 \\ 2^{eme} \text{ lit } 4T16 \\ 3^{eme} \text{ lit } 2T14 \end{cases}$	$\begin{cases} 1^{er} \text{ lit } 4T20 \\ 2^{eme} \text{ lit } 4T20 \\ 3^{eme} \text{ lit } 2T16 \end{cases}$
	Soit : A=29.15 cm <sup>2</sup>	Soit : A=19.16 cm <sup>2</sup>	Soit : A=29.15 cm <sup>2</sup>

En appuis :

$$M_a = 0.4M_{0x} = 0.4 \times 665.58 = 266.23 \text{ KN.m}$$

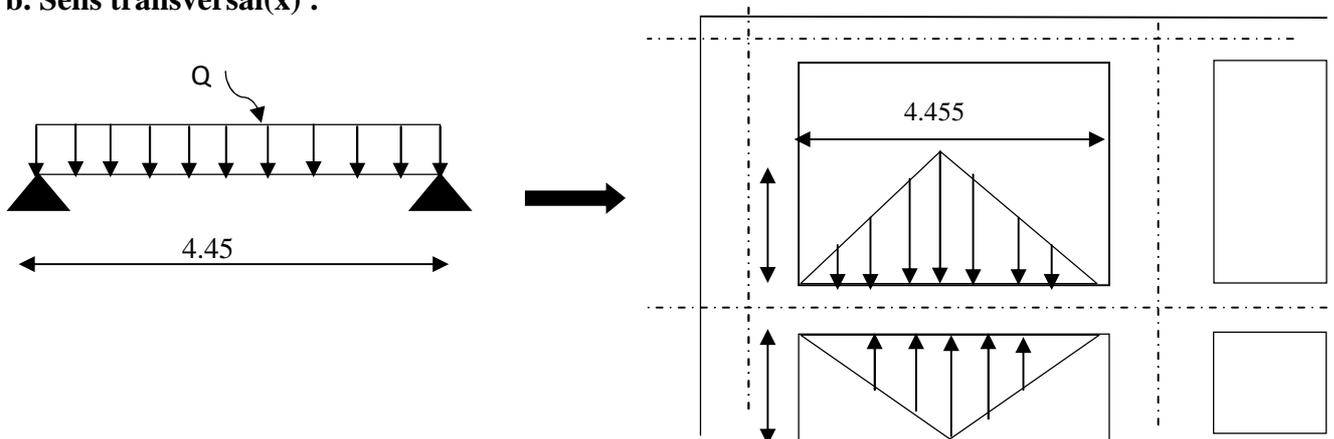
$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{266.23 \times 10^3}{55 \times 63^2 \times 14.17} = 0,086 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{266.23 \times 10^3}{0.955 \times 63 \times 348} = 12.72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Tableau VII.11. : Ferrailage en appuis sens longitudinal

En appuis	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3
$M_0$ (kn.m)	665.39	398.67	650.41
$M_a$ (kn.m)	266.23	159.47	260.16
$\mu$	0.086	0.052	0.084
$A_S$ (cm <sup>2</sup> /ml)	12.72	7.48	12.41
$A_S$ adopté pour les deux sens	$\begin{cases} 1^{er} \text{ lit } 4T16 \\ 2^{eme} \text{ lit } 4T14 \end{cases}$ Soit : $A=14.20 \text{ cm}^2$	$\begin{cases} 1^{er} \text{ lit } 4T12 \\ 2^{eme} \text{ lit } 4T12 \end{cases}$ Soit : $A= 9.05 \text{ cm}^2$	$\begin{cases} 1^{er} \text{ lit } 4T16 \\ 2^{eme} \text{ lit } 4T14 \end{cases}$ Soit : $A=14.20 \text{ cm}^2$

b. Sens transversal(x) :



Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1}$$

$$M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8}$$

Tableau VII.12. : Charge uniforme équivalente sens transversal

	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3
Q (kn / m <sup>2</sup> )	90.61	54.29	88.57
Q' (kn / m)	268.81	161.06	262.76
M <sub>0</sub> (kn.m)	665.39	398.67	650.41

**Calcul du ferrailage :**

**En travée :**

**Exemple de calcul :**

$$M_t = M_{t_x} = M_{t_y} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 665.39 = 565.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \text{avec} \rightarrow A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{565.58 \times 10^3}{0. \times 63 \times 348} = 28.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$b=55\text{cm}, d= 09h=63\text{cm}$$

Tableau VII.13. : Ferrailage en travée sens transversal

En Travée	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3
M <sub>0</sub> (kn.m)	665.39	398.67	650.41
M <sub>t</sub> (kn.m)	565.58	338.87	552.85
μ	0.183	0.110	0.179
A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	28.73	16.41	28.02
<b>AS adopté pour les deux sens</b>	$\begin{cases} 1^{er} \text{ lit } 4T20 \\ 2^{eme} \text{ lit } 4T20 \\ 3^{eme} \text{ lit } 2T16 \end{cases}$ Soit : A=29.15 cm <sup>2</sup>	$\begin{cases} 1^{er} \text{ lit } 4T16 \\ 2^{eme} \text{ lit } 4T16 \\ 3^{eme} \text{ lit } 2T14 \end{cases}$ Soit : A=19.16 cm <sup>2</sup>	$\begin{cases} 1^{er} \text{ lit } 4T20 \\ 2^{eme} \text{ lit } 4T20 \\ 3^{eme} \text{ lit } 2T16 \end{cases}$ Soit : A=29.15 cm <sup>2</sup>

**En appuis :**

$$M_a = 0.4M_{0x} = 0.4 \times 665.58 = 266.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{266.23 \times 10^3}{55 \times 63^2 \times 14.17} = 0,086 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{266.23 \times 10^3}{0.955 \times 63 \times 348} = 12.72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Tableau VII.14. : Ferrailage en appuis sens transversal

En appuis	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3
$M_0$ (kn.m)	665.39	398.67	650.41
$M_a$ (kn.m)	266.23	159.47	260.16
$\mu$	0.086	0.052	0.084
$A_S$ (cm <sup>2</sup> /ml)	12.72	7.48	12.41
$A_S$ adopté pour les deux sens	$\begin{cases} 1^{er} \text{ lit } 4T16 \\ 2^{eme} \text{ lit } 4T14 \end{cases}$ Soit : A=14.20 cm <sup>2</sup>	$\begin{cases} 1^{er} \text{ lit } 4T12 \\ 2^{eme} \text{ lit } 4T12 \end{cases}$ Soit : A= 9.05 cm <sup>2</sup>	$\begin{cases} 1^{er} \text{ lit } 4T16 \\ 2^{eme} \text{ lit } 4T14 \end{cases}$ Soit : A=14.20 cm <sup>2</sup>

**VIII.6.1 Contraint de cisaillement :**

**Calcul de l'effort tranchant :**

**Sens longitudinal et Sens transversal :**

$$T = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L_{x1}}{2L_y} \right) \cdot L_{x1} + \left( 1 - \frac{L_{x2}}{2L_y} \right) \cdot L_{x2} \right]$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{201.61}{0.55 \times 0.63 \times 1000} = 0.58 \text{ Mpa}$$

Tableau VII.15. : Effort tranchant

	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3
Q (kn / m <sup>2</sup> )	90.61	54.29	88.57
T(kn)	201.61	120.80	197.07
Tmax (kn)	201.61	120.80	197.07
$\tau_u$ (Mpa)	0.58	0.35	0.57

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4\text{MPa}) = \min(2.5 ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u > \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

**Diamètre :**

$$\phi_t \leq \min(h / 35; \phi_1; b / 10) = \min(20; 12, 55) = 12 \text{ mm}$$

on prend  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

**Espacement :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = \min(17.5 ; 14.4) = 14.4\text{cm}$$

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

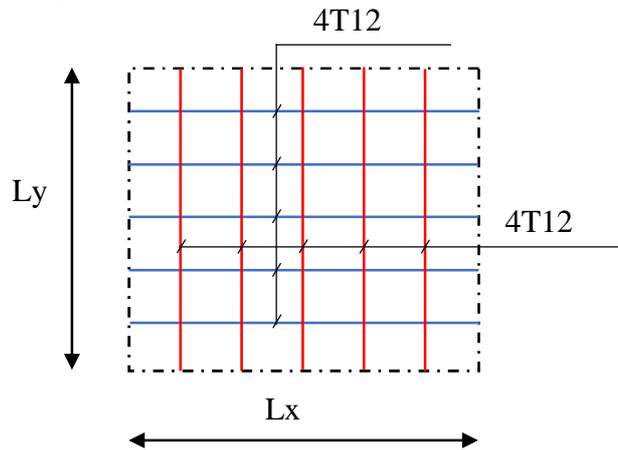
$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0.3 f_{c28})}$$

les 3 blocs  $\rightarrow A_t \geq \frac{b(\tau_u - 0.3f_{c28})S_t}{0.8.f_e} = 0.02$

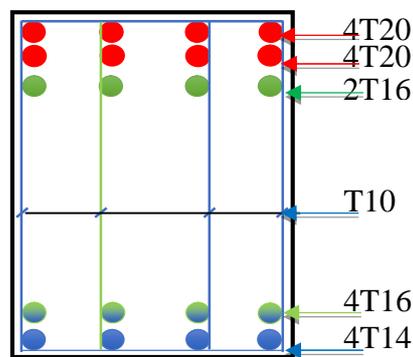
Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T10,  $A=3.14\text{cm}^2/\text{m}$ .

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2; 0.4 \text{ MPa}) = \max((0.29, 0.18, 0.29); 0.4 \text{ MPa}) = 0.4$

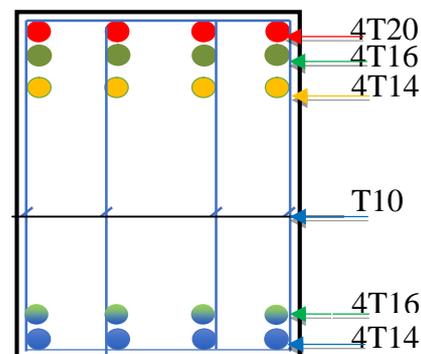
$\frac{3.14 \times 400}{55 \times 12} = 1.90 > 0.40 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$



**Figures VIII.7 : Disposition des armatures dans le radier par mètre linéaire**



**Figure VIII.8 Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal et**



**Figure VIII.9 Ferrailage de la poutre de libage (sens transversal)**

**VII.7. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE :**

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fondations suivantes :

Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain :

Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts

Elles jouent un rôle d'appuis.

Limitée les tassements différentielle a une valeur acceptable.

**Remarque :** on remarque du plan de la coupe que les fondations ne seront pas encarrées à la profondeur recommandé par le bureau géotechnique ( un ancrage de 2.4 m) pour avoir 1.5 bars de capacité portante). Alors, on propose d'ajouter un sous sol de 2.5 m de hauteur pour attendre le bon sol.

**Dimensionnement :**

On adopte une épaisseur  $e=20$  cm, la longueur  $L=5.00$  m, la hauteur  $h=3$  m.

Caractéristique du sol :

Poids spécifique :  $\gamma = 17 \text{ kn} / \text{m}^3$

Angle de frottement :  $\varphi = 35^\circ$

Une cohésion :  $C = 0 \text{ kn/m}$ .

**Evaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique est soumis à :

**a) Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3 \times 17 \times tg^2 \left( \frac{180^\circ}{4} - \frac{35^\circ}{2} \right) = 13.82 \text{ kn} / \text{m}^2$$

**b) Charge due à la surcharge :**

$$q = 10 \text{ kn} / \text{m}^2 \rightarrow Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 2.71 \text{ kn} / \text{m}^2$$

**Ferraillage du voile :**

Le voile périphériques se calcul comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé encasté en chaque coté. Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à  $10 \text{ kn/m}^2$ .

**➤ A L'ELU :**

pour le ferraillage du mur on prend le panneau le plus défavorable.

$L_x = 5.00 \text{ m}$ ,  $L_y = 5.00 \text{ m}$ ,  $B=1 \text{ m}$ ,  $h=20 \text{ cm}$ .

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1 \geq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 4.07 \text{ kn/m}^2, \sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 22.72 \text{ kn/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 18.06 \text{ kn/m}^2$$

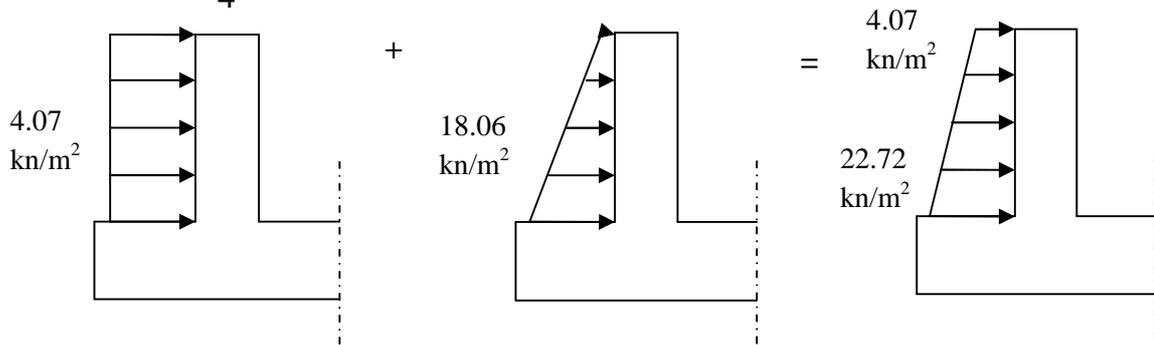


Figure VII.10 : schéma de chargement du mur de soutènement.

$$\alpha = 1 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot qx \cdot L_x^2 \rightarrow; M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0x} = 16.62 \times m \rightarrow; M_{0y} = 16.62 \times m.$$

Les moments sollicitant :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 14.13 \text{ kn/m}^2$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 14.13 \text{ kn/m}^2$$

$$M_{ap} = 0.50 \times M_{0x} = 8.31 \text{ kn/m}^2$$

Tableau VII.16. : Résumé des résultats ferrailage.

Sens		Mu (kn.m)	A	A <sub>min</sub>	A adoptée	St	Choix
X-X	Travée	14.13	2.32	1.5	5.50	15	7HA10
	Appuis	8.31	1.37	1.5	5.50	15	7HA10
Y-Y	Travée	14.13	2.31	1.5	5.50	15	7HA10
	Appuis	8.31	1.37	1.5	5.50	15	7HA10

➤ Vérification à l'ELU :

avec  $A_{\min} = 0.1\% \times 15 \times 100/100 = 1.5 \text{ cm}^2$

➤ **Les espacements :**

- Armature //  $L_x$  :  $St \leq \min(3e : 33cm) = 33cm$ .
- Armature //  $L_y$  :  $St \leq \min(4e : 45cm) = 45cm$ .

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

En doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq (0.1f_{c28}; 4MPa) = 2.5Mpa$  .....Fissuration nuisible.

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\alpha}{2})} = 30.10kn$$

On a  $V_x = \frac{q_u \times l_y}{3} = \frac{18.06 \times 5}{3} = 30.10kn$ .

$$\tau_u = \frac{30.1 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.167Mpa \leq \tau_u = 2.5Mpa$$
.....Condition Vérifiée.

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{min} = Q = 2.71kn / m^2; \sigma_{max} = G + Q = 16.53kn / m^2.$$

$$q_u = \sigma_{max} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 14.43kn / m^2.$$

$$ELS : p = \frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases}$$

➤ **Les moments sollicitant :**

$$M_{0x} = 13.28kn / m^2 \rightarrow; M_{0y} = 13.28kn / m^2.$$

$$M_{tx} = 11.29kn / m^2 \rightarrow; M_{ty} = 11.29kn / m^2.$$

$$M_{ap} = 6.64kn / m^2.$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15Mpa.$$

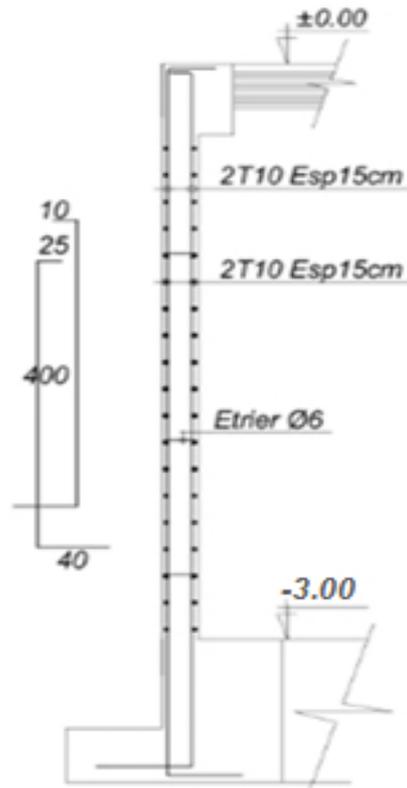
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \sigma_s = \min 2f / 3.110 \sqrt{n.f_{i28}} = 201,63.$$

- **Dans l'acier :** la fissuration est considéré nuisible.

Tableau VII.17. : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		$M_{ser}(kn.m)$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_s$	Vérification
X-X	Travée	11.29	1.694	20.32	Vérifier
	Appuis	6.64	0.996	11.95	Vérifier
Y-Y	Travée	11.29	1.694	20.32	Vérifier
	Appuis	6.64	0.996	11.95	Vérifier

### Ferrailages du Voile Périphérique



#### Conclusion :

Les fondations ont pour rôle de transmettre les charges au sol.

Elles sont choisies selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur d'ancrage.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées.

Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes.

Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier nervuré. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé.

Le ferrailage adopté a été vérifié et satisfaisant.

Le calcul du voile périphérique a aussi fait l'objet de ce chapitre.

Le voile périphérique est en fait un mur qui reprend comme charges uniquement les poussées des terres.



## **Conclusion**

---

### CONCLUSION GENERALE

Notre projet de fin d'étude nous a permis d'assimiler les différentes méthodes de calculs et techniques employées dans les bâtiments, en utilisant les réglementations algériennes régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de la construction.

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidés à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master.

Nous avons utilisé le logiciel « ETABS » afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différentes éléments de construction.

De ce fait, Le projet nous a permis de mieux apprécier le domaine du génie civil et rôle le du spécialiste en génie civil dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais encore:

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité;

- La conception;

- La forme de l'élément et sa fonction.

Nous avons appris à étudier tous les éléments concernant les constructions en béton armé on passants par plusieurs difficultés comme l'utilisation du logiciel « ETABS » et la stabilisation de notre structure.

Nous espérons que ce travail constitue un point de départ pour d'autres dans notre vie professionnelle et qu'il sera un bon guide pour les futures promotions.

- En perspective, il est important d'étudier d'autres projets sur des sols présentant des caractéristiques médiocres et à des profondeurs importantes pour pouvoir adopter d'autres types de fondations tels que les pieux ou les micro pieux;

- Etudier d'autres projets tels que les ouvrages tunnels (structure en voiles en béton armé).



## **Bibliographie**

---

## **Références Bibliographique**

- 1- Calcul des ouvrages en béton armé, Mohamed Belazougui, Alger, O.P.U., 2004.
- 2- D.T.R B.C 2.2 – Charges permanentes et charges d’exploitation, Mellak Hachemi, Alger,C.G.C – Ministère de l’habitat, 1989,.
- 3- D.T.R B C 2 48 – Règles Parasismiques Algériennes 99/2003, Alger, C.G.S, 1999 modifié en 2003.
- 4- [D.T.R B C 2 41 – Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Béton Arme C.B.A.93
- 5- D.T.U P 18-702 – Règles B.A.E.L 91 révisées 1999, France, Eyrolles, 2000.
- 6- Béton armé – Guide de calcul, H. Renaud et J. Lamirault, Nantes, Edition Foucher scolaire, 2006.
- 7- Conception et calcul des structures de bâtiment, Henry Thonier, Paris, Presse de l’ENPC, 1995.
- 8- mémoire de fins d’étude Présenté par:  
M<sup>r</sup> BOUSMAHA Abed & M<sup>r</sup> YOUNI Benaouda, Promotion : 2019.

### **Logiciel:**

- Logiciel ETABS Version 9.6 Pour La Modélisation.
- Logiciel Socotec Pour Calcul La Section Du Ferrailage.
- Logiciel RDM 6 Pour Calcul Des Moments Et Des Efforts Tranchants.
- Logiciel Mathtype
- Excel pour le calcul
- Word pour écrire les textes