

**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 DE GÉNIE CIVIL**

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

Spécialité: Génie Civil

Option: Structures

Présenté par:

AOUIDAD Ferial

MIMOUN Mohamed Amine

*Sujet du mémoire*

***Calcul d'une tour à usage multiple en  
(R+9) avec sous sol contreventée par des  
voiles et des portiques***

*Soutenu publiquement le 08/06/2023 devant le jury composé de:*

M. DJEBLI	Benyagoub	Président
M. KRIM	Abdallah	Rapporteur
M. KERROUM	Nadir	Examineur
M. RABAHI	Abderezak	Examineur

***Promotion: 2022-2023***

# Remerciement

Tout d'abord nous remercions avant tous, Allah le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribués à notre formation durant tous les cycles et particulièrement le chef de département **M. REBAHI Abderezak**

Nous remercions vivement, notre promoteur **M. KRIM Abdallah** nous avoir prié sen charges, son aide et ses précieux conseils.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vivent sincère reconnaissance.

---



# *Dedicace*

*En signe de respect et de reconnaissance*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes chers parents pour leur patience et leurs*

*Sacrifice ;*

*A mon frère et à toute ma famille*

*A tous mes collègues de promotions ; A mes chère*

*copines Bakhta, Khouloud, Naima*

*Sans oublier tous mes enseignants auxquels*

*j'exprime mes profonds respects.*

*AOUIDAD. Ferial*



# *Dedicace*

Je dédie ce travail à toutes les personnes qui me sont chers,

A nos très chers parents qui nous ont mis sur le bon chemin,

A nos très chers frères et soeurs.

A toutes mes amies et à tous mes proches

*MIMOUN Mohamed Amine*

## SOMMAIRE

<b>ملخص</b>	<b>I</b>
<b>Résumé</b>	<b>II</b>
<b>Abstract</b>	<b>III</b>
<b>Liste des figures</b>	<b>IV</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>V</b>
<b>Liste des symboles</b>	<b>VI</b>
<b>Introduction générale</b>	<b>XIII</b>
<b>Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul</b>	
I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment	1
I.3. Caractéristiques géotechniques du sol	1
I.4. Description des différents éléments de la structure	1
I.4.1. Superstructure	1
I.4.2. Infrastructure	2
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I.5.1. Béton	3
I.5.2. Aciers	8
5.2.1. Diagramme déformation –contrainte de calcul	8
5.2.2. Contrainte limitée de traction des armatures	8
I.6. Hypothèse de calcul	9
I.6.1. Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R)	10
I.6.2. Etat limite de service (ELS)	10
I.7. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites	10
<b>Chapitre II: Prédimensionnement des éléments structuraux</b>	
II.1. Introduction	12
II.2. Prédimensionnement des planchers	12
II.2.1. Plancher en corps creux	12
II.3. Evaluation des charges et des surcharges	13
II.3.1. Charges permanentes et d'exploitation	13
II.4. Prédimensionnement des poutres	16
II.4.1. Poutres principales	16
II.4.2. Poutres secondaires	16
II.5. Loi de dégression de la surcharge d'exploitation	16
II.6. Prédimensionnement des poteaux	17
II.6.1. Surface afférente du poteau	17
II.6.2. Exemple de calcul	18
II.7. Prédimensionnement des voiles	21

**Chapitre III: Etude des planchers**

III.1. Introduction	24
III.2. Prédimensionnement des poutrelles	24
III.2.1. Calcul de la largeur (b) de la poutrelle	24
III.3. Méthode de calcul des poutrelles	25
III.3.1. Plancher étage courant	25
III.3.1.1. Méthode forfaitaire	25
III.3.1.1.1. Méthode forfaitaire modifiée	27
III. 3.2. Plancher Terrasse	28
III.3.2.1. Méthode de calcul (RDM 6)	28
III.4. Eude des poutrelles	28
III.4.1. Différents types des poutrelles	29
III.4.2. Combinaisons des charges	29
III.A. Plancher de sous-sol	29
III.A.4.3. Ferrailage	33
4.3.1. Calcul des armatures longitudinales	33
4.3.2. Condition de non fragilité (section en T <sub>é</sub> )	34
III.5. Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage de sous-sol)	40
III.B. Plancher de rez de chaussées	41
III.B.4.3. Ferrailage	44
4.3.1. Calcul des armatures longitudinales	44
4.3.2. Condition de non fragilité (section en T <sub>é</sub> )	45
III.5. Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage de rez de chaussées)	51
III.C. Plancher d'étage courant	51
III.4.3.1. Ferrailage	55
4.3.1. Calcul des armatures longitudinales	55
4.3.2. Condition de non fragilité (section en T <sub>é</sub> )	56
III.5. Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage Courant)	62
III.D. Plancher terrasse	63
III.D.4.3. Ferrailage	65
4.3.1. Calcul des armatures longitudinales	65
4.3.2 Condition de non Fragilité	65
III.5 Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage Commercial)	71
III.5.Ferrailage de la dalle de compression	72

**Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux**

IV.1. Acrotère	73
IV.1.1. Définition	73
IV.1.2. Charges sollicitant l'acrotère	73
IV.1.2.1. Charges permanentes et charges d'exploitation	73
IV.1.2.2. Charge aux états limites	73
IV.1.3. Enrobage	73
IV.1.4. Excentricité	74
IV.1.5. Calcul du ferrailage (E.L.U)	74

IV.1.5.1. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section	74
IV.1.5.2. Vérification de l'existence des armatures comprimées A'	74
IV.1.5.3. Calcul de la section d'armatures	74
IV.1.5.4. Section minimale des armatures pour une section rectangulaire	75
IV.1.6. Vérifications	75
IV.1.6.1. Vérification des contraintes (E.L.S.)	75
IV.1.6.2. Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$	75
IV.1.6.3. Détermination des contraintes dans l'acier tendu $\sigma_{st}$	75
IV.1.6.4. Contrainte de cisaillement	76
IV.1.6.5. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme	76
IV.2. Balcons	77
IV.2.1. Balcons (Type 1)	77
IV.2.2. Etage courant	77
IV.2.2. Port à faux	80
IV.3. Ascenseur	80
IV.3.1. Calcul du poids des composants de l'ascenseur	81
IV.3.2. Calcul de la charge total $q_u$	82
IV.3.2.1. Calcul de la charge de rupture	82
IV.3.2.2. Calcul des poids des câbles	83
IV.3.2.3. Vérification de Cr	83
IV.3.2.4. Calcul de la charge permanente total G	83
IV.3.2.5. Vérification de la dalle au poinçonnement	84
IV.3.2.6. Evaluation des moments dus aux charges concentrées	85
IV.3.3. Distances des Rectangles	85
IV.3.4. Calcul des moments suivant les deux directions	85
IV.3.4.1. Moments dus aux charges concentrées	86
IV.3.4.2. Moments dus aux charges réparties (poids propre)	86
IV.3.4.3. Moments retenus	86
IV.3.4.4. Calcul du ferrailage de la dalle	87
IV.3.4.5. Section minimale des armatures	88
IV.3.4.6. Choix des aciers	89
IV.3.4.7. Armatures transversal	89
IV.3.5. Vérification à l'E.L.S	91
IV.3.5.1. Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées	91
IV.3.5.2. Moments dus aux charges concentrées	92
IV.3.5.3. Moments dus aux charges réparties (poids propre)	92
IV.4. Escaliers	96
IV.4.1. Définition	96
IV.4.2. Dimensionnement des marches et contre marches	97
IV.4.3. Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S	98
IV.4.3.A. Charges appliquées	98
IV.4.5. Combinaisons traction	99
IV.4. 6. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U et E.L.S	99

IV.4.8. Résultats obtenus	100
IV.4.9. Calcul des moments max en travée à l'E.L.U	100
IV.4.10. Ferrailage des escaliers	100
IV.4. 11. Vérifications	100
IV.4.12.1. Vérifications des contraintes à l'E.L.U	101
IV.4.12.2. Vérification de la flèche	102
IV.4.13.1. Etude de la poutre palière	103
IV.4.13.2. Charges supportées par poutre	103
IV.4.13.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U	103
IV.4. 13.4. Calcul de ferrailage à l'E.L.U	103
IV.4.13.5. Vérifications	104
IV.4.13.5.1. Vérifications des contraintes à l'E.L.S	104
IV.4.13.6. Ferrailage des armatures transversales	105
IV.4.14. Ferrailage des escaliers	106
<b>Chapitre V: Etude sismique</b>	
V.1. Introduction	107
V.2. Méthode de calcul : proposée pour le RPA99 (Art. 4.1.1)	107
V.3. Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003(Art :4.3.3)	108
V.4. Objectif de l'étude sismique	110
V.5. Evaluation des efforts sismique	111
V.6. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen (D)	115
V.7. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	116
V.8.Verification des déplacements	116
V.9. Excentricité	118
V.9.1. Excentricité prévue par le RPA99-v2003	119
V.9.2. Vérifications de l'effet P-Δ	
<b>Chapitre VI: Ferrailage des portiques</b>	
VI.1. Introduction	122
VI.2. Combinaisons de calcul	122
VI.3. Ferrailage des poutres	122
VI.4. Ferrailage des poteaux	130
<b>Chapitre VII: Etude des voiles de contreventement</b>	
VII.1. Introduction	139
VII.1.1. Conception	139
VII.1.2. Calcul	139
VII.2. Principe de calcul	139
VII.3. Méthode de calcul	139
VII.3.1. Armatures verticales	140
VII.3.2. Armatures horizontales	140
VII.3.3. Armatures transversales	140
VII.4. Ferrailage des voiles	141



VII.4.1. Exemple de calcul	141
<b>Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure</b>	
VIII.1. Calcul des fondations	143
VIII.1.1. Introduction	143
VIII.1.2. Définition	143
VIII.2. Calcul du radier	144
VIII.2.1. Pré dimensionnement du radier	145
VIII.3. Détermination de la hauteur de la poutre de libage	145
VIII.3.1. Vérification des contraintes du sol	145
VIII.3.2. Longueur élastique	145
VIII.4. Evaluation des charges pour le calcul du radier	146
VIII.4.1. Poids unitaire du radier	146
VIII.5. Ferrailage du radier	146
VIII.5.1. Ferrailage des dalles	146
VIII.5.2. Vérification de l'espacement	148
VIII.5.3. Disposition du ferrailage	149
VIII.6. Ferrailage des poutres de libage	150
VIII.6.1. Contraint de cisaillement	153
VIII.2. Etude des voiles périphériques	155
<b>Conclusion générale</b>	161
<b>Références bibliographiques</b>	162

## ملخص

الهدف من إعداد هذا المشروع ,هو القيام بدراسة مفصلة لعمارة متكون من تسعة طوابق + طابق أرضي و طابق سفلي و الذي سينشأ في ولاية تيارت (قصر الشلالة) المصنفة ضمن المناطق الضعيفة للنظام زلزاليا تبعا للقانون الجزائري ضد الزلازل BAEL91,RPA99.V2003 المذكورة تنطبق 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، ال شرفات، السلالم، الأسقف) في الأخير نستعمل برنامج ايتابس للقيام بدراسة زلزالية للبناية بهدف تحديد الإجهادات المختلفة للبناية، وستنتهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل.

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un tour constitué d'un Rez de chaussée plus (9) étages avec sous- sol, implanté à la wilaya de Tiaret (Ksar Chellala). Cette région est classée comme une zone de faible sismicité (Zone I) selon le RPA99 version 2003. En utilisant règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L 91 modifié 99),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). 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 terminer le travail avec une conclusion générale.

## **Abstract**

This project presents a detailed study of a building for residential use consisting of a ground floor plus (9) floors with basement, located at the wilaya of Tiaret(Ksar Chellala). 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). A dynamic study of the structure with the ETABS software was used, in order to determine the different load loads (permanent, operating and seismic loads), and we complete the work with a general conclusion.

# *Liste des figures*

## Liste des figures

Figure I.2 : Evolution de la résistance à la traction $f_{tj}$ en fonction de $f_{cj}$	4
Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU	6
Figure I.4 : Diagramme rectangulaire simplifié	7
Figure. I.5 : Diagramme contraintes - déformations	8
Figure. I.6 : Diagramme des déformations limitées de la section (règles des 3pivots)	10
Figure II.1 : Configuration d'un plancher corps creux	12
Figure II.2 : Coupe d'un plancher terrasse	13
Figure. II.4 : Plancher en dalle pleine	14
Figure II.5 : Murs extérieurs	15
Figure II.6 : Murs intérieurs	16
Figure II.7 : Surface afférente du poteau	18
Figure II.8 : Coupe de voile en élévation	21
Figure III.1 : Schéma d'un plancher en corps creux	24
Figure. III.2 : Schéma explicatifs	25
Figure. III.3 : Schéma explicatifs	26
Figure III.4 : Schéma explicatifs	27
Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U	32
Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U	32
Figure III.7: Diagramme des moments fléchissant	43
Figure III.8 : Diagramme des efforts tranchant	43
Figure III.9: Diagramme des moments fléchissants	54
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchant	54
Figure III.D.1 : Diagramme des moments à l'E.L.U	63
Figure III.D.2 : Diagramme des moments à l'E.L.S	63
Figure IV.1 : Vue de l'acrotère	73
Figure IV.2 : Ferrailage de l'acrotère	77
Figure IV.3 : Ferrailage premier type de balcon	80
Figure IV.4 : Schéma d'un ascenseur	81
Figure IV.5 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle	85
Figure IV.6 : Moments de la dalle	87
Figure IV.7 : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur	96
Figure IV.8 : Coupe descriptive d'un escalier	97
Figure IV.9 : Diagramme des moments que subit la poutre palière	103
Figure IV.10 : Ferrailage de l'escalier	106
Figure V.1 : Courbe de spectre de réponse	108
Figure V.2. Modélisation de la structure à l'aide de logiciel (ETABS V9 .6)	110
Figure VI.1. Dessin de ferrailage des sections des poutres	131
Figure VI.2. Ferrailage des poteaux	131
Figure VII : Voile type 1	141
Figure VII.2: Disposition des armatures des voiles	142
FigureVIII.1.Schéma du Radier rectangulaire simplifié	143

Figure.VIII.2: Schéma du panneau le plus défavorable	147
Figure VIII.3 : Armatures supérieures (en travée)	149
Figure VIII.4 : Armatures inférieures (sur appuis)	150
Figure VIII.5 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.	150
Figure VIII.6 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes	152
Figures VIII.7 : Disposition des armatures dans le radier par mètre linéaire	154
Figure VIII.8: Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal)	154
Figure VIII.9: Ferrailage de la poutre de libage (sens transversal)	154
Figure VIII.10: Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique	156



# *Listes des tableaux*



## Liste des tableaux

<b>Tableau I.1:</b> Règles des trois pivots	10
<b>Tableau II.1:</b> Tableau récapitulatif du choix de plancher	12
<b>Tableau II.2:</b> Dégression des charges d'exploitation	17
<b>Tableau II.3:</b> Choix des sections des poteaux rectangulaires	21
<b>Tableau II.5:</b> Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles	23
<b>Tableau III.1.</b> Récapitulatif des résultats obtenus	33
<b>Tableau III.2.</b> Récapitulatif des résultats obtenus	44
<b>Tableau III.3:</b> Récapitulatif des résultats obtenus	55
<b>Tableau III.4:</b> Récapitulatif des résultats obtenus	64
<b>Tableau IV.1:</b> Poids des composants de l'ascenseur	82
<b>Tableau IV.2:</b> Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).	86
<b>Tableau IV.3:</b> Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S)	91
<b>Tableau V.1:</b> Pourcentage d'amortissement critique	111
<b>Tableau V.2:</b> Pénalité à retenir pour le critère de qualité	112
<b>Tableau V.3:</b> Périodes et facteurs de participation massique du modèle	113
<b>Tableau V.4:</b> Vérification de la période fondamentale	114
<b>Tableau V.5:</b> Poids de structure	115
<b>Tableau V.6:</b> Vérification de la force sismique à la base	116
<b>Tableau V.6:</b> Vérification de la force sismique à la base	117
<b>Tableau V.7:</b> Déplacements relatifs à chaque niveau suivant X	117
<b>Tableau V.8:</b> Déplacements relatifs à chaque niveau suivant Y	118
<b>Tableau V.9 :</b> Vérification de l'excentricité suivant $e_x$	118
<b>Tableau V.10 :</b> Vérification de l'excentricité suivant $e_y$	119
<b>Tableau V.11 :</b> Vérification à l'effet P- $\Delta$	120
Tableau VI.1 : Armatures adoptées pour les poutres principales de rive	128
Tableau VI.2 : Armatures adoptées pour les poutres principales intermédiaires	128
Tableau VI.3 : Armatures adoptées pour les poutres secondaires de rive	128
Tableau VI.4 : Armatures adoptées pour les poutres secondaires intermédiaires	128
Tableau VI.5 : Armatures minimales pour les poteaux.	131
Tableau VI.6 : Sollicitations du premier genre	131
Tableau VI.7 : Sollicitations du deuxième genre	131
Tableau VI.8 : Ferrailage des poteaux	136



# *Liste des symboles*

## Liste des symboles

$A$ :	Coefficient d'accélération de zone,
$A_S$ :	Aire d'une section d'acier.
$A_t$ :	Section d'armatures transversales.
$B$ :	Aire d'une section de béton.
$\phi$ :	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.
$N_{ser}$ :	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.



# *Introduction générale*

### Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Avec la croissance démographique assez rapide en Algérie et l'espace urbain libre se fait de plus en plus rare, les autorités algérienne commencent à opter pour la construction verticale.

C'est pour ces dernières causes, on a décidé d'opter pour le thème dont l'intitulé est « Etude et calcul d'un bâtiment irrégulier en béton armé R + 09 avec sous-sol à usage multiple », qui sera notre projet de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de fin de cycle.

Ce projet de fin d'études nous permet de mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation, et de faire une évaluation de leur parcours et aussi de coordonner, d'agencer pour la première fois nos connaissances pour en faire un projet réel.

L'ouvrage sera réaliser en béton armé, car ce matériaux présente un grand avantage par rapport au côté économique, il est peu couteux en comparaison a autres matériaux (charpente métallique, bois).

L'étude dynamique du bâtiment est indispensable afin de déterminer le comportement de la structure pendant les actions sismiques, car l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, c'est pourquoi elle est souvent soumise à une activité sismique intense.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage, multiple implantée à Tiaret dans une zone de faible sismicité, comportant un rez de chaussée et Neuf (09) étages avec sous-sol.

Chaque étude d'un ouvrage doit respecter certains critères et atteindre des buts pour assurer une meilleure utilisation de cet ouvrage:

- La sécurité (le critère le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage;
- L'aspect économique: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses);
- Confort de l'utilisateur;
- Esthétique.

### **Notre travail est constitué de huit chapitres:**

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, et la présentation des différentes hypothèses de calcul

- Le deuxième chapitre présente le Pré-dimensionnement des éléments principaux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles...etc.);

- Le troisième chapitre présent le calcul des éléments planchers;

- Le quatrième chapitre consiste au calcul et le ferrailage des éléments non structuraux;

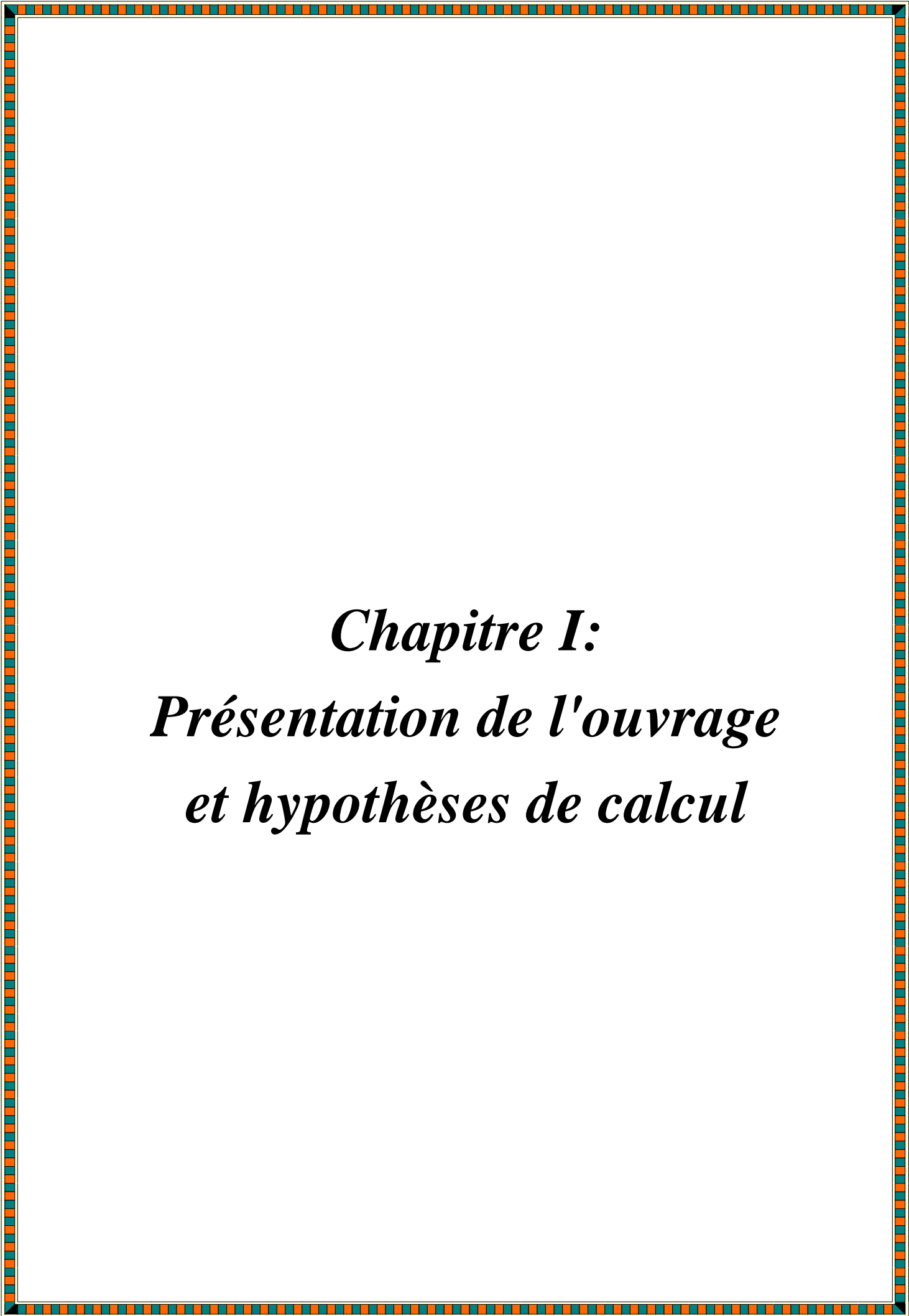
- Le cinquième chapitre se portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS;

- Le sixième chapitre se portera sur le ferrailage des éléments principaux;

- Le septième chapitre consiste au ferrailage des voiles;

- Le huitième chapitre consiste à la conception et le calcul d'infrastructure;

On termine notre travail par une conclusion générale.



***Chapitre I:***  
***Présentation de l'ouvrage***  
***et hypothèses de calcul***



## I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude d'un bloc en R+9 avec sous sol contreventé par des voiles et des portiques, implanté à Tiaret (**ksar chellala**), considérée comme une zone de faible action de vent avec une faible sismicité « **Zone I** » selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Le projet est composé d'un seul bâtiment en R+9 avec un sous-sol en béton armé comportant:

- Quatre logements type F3

Le rez de chaussée à usage commercial (boutiques)

Les étages courants sont à usage habitation

Le sous- sol est aménagé en parking

## I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment

- Longueur totale du bâtiment .....	<b>21.61m.</b>
- Largeur totale du bâtiment.....	<b>21.61m.</b>
- Hauteur totale du bâtiment.....	<b>34.62m.</b>
- Hauteur RDC du bâtiment.....	04.08m.
- Hauteur du Sous - Sol .....	03.00m.
Hauteur d'étage courant du bâtiment.....	03.06m.

## I.3. Caractéristiques géotechniques du sol

Le bâtiment est implanté dans une région, classé selon le règlement parasismique algérienne (RPA 99/version 2003) comme une zone de faible sismicité (Zone I).

- Le site est considéré comme un site meuble:  $S_3$
- La contrainte admissible du sol:  $\sigma_{sol} = 2.00\text{bars}$

## I.4. Description des différents éléments de la structure

### I.4.1. Superstructure

#### a. Planchers

Les planchers choisis pour notre structure sont :

- Des planchers à corps creux pour le RDC et les étages courants;

#### b. Ossature

Le système de contreventement de notre structure est assuré par des portiques (poteau ; poutre) et des voiles.

**c. Maçonnerie**

- **Murs extérieurs:** Sont réalisés en double parois de briques creuses de 15cm et de 10cm séparés par une lame d'air d'épaisseur 5cm afin d'assurer une isolation thermique et phonique.
- **Murs intérieurs:** Sont constitués par une cloison de 10cm et une double cloison de 30cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur) pour la face extérieure et intérieure.

**d. Escaliers**

Ce sont des éléments non structuraux qui servent à relier les niveaux successifs et faciliter le déplacement entre étages. Nous avons pris un seul type d'escalier pour notre structure, c'est un escalier à deux volées.

**e. Ascenseur**

C'est un appareil installé dans le bâtiment, comportant une cabine dont les dimensions permettant l'accès des personnes et de matériel.

**f. Revêtement**

- Enduit en plâtre pour les plafonds
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et intérieurs
- Revêtement en carrelage pour les planchers
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

**g. Terrasse**

Il existe un seul type de terrasse: terrasse inaccessible

**h. Isolation**

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour le plancher terrasse et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

**I.4.2. Infrastructure**

Suivant les résultats des essais du laboratoire et des essais in situ, la structure projetée peut être posée sur des fondations superficielles de type radier général.

- Capacité portante  $\sigma_{sol} = 2.00\text{bars}$  pour d'ancrage  $D = 3.50\text{m}$
- Angle de frottement interne du sol  $\varphi = 30^\circ$  et la cohésion  $c = 0.2\text{ bars}$

- Site est meuble: S<sub>3</sub>

## I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

### I.5.1. Béton

- Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sable, graviers) et d'eau de gâchage.

- Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposées de manière à équilibrer les efforts de traction.

- Le béton armé utilisé dans notre ouvrage sera conforme aux régles techniques de conception et de calcul des structures (B.A.E.L91, R.C.P99).

- La composition d'une mètre cube (m<sup>3</sup>) de béton courant est comme suit:

- 350kg de ciment .....CPA325

- 400litres de sable .....dg ≤ 5mm

- 800litres de graviers.....dg ≤ 25mm

- 175litres d'eau de gâchage.

La préparation du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

#### a. Principaux caractères et avantages

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les quatre (04) opérations:

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Le coulage du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton (à 28 jours).

Les principaux avantages du béton armé sont:

- 1) Economie: Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression et son association avec les armatures en acier qui lui permet de résister à des efforts de traction.
- 2) Souplesse des formes: Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- 3) Résistance aux agents atmosphériques: Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- 4) 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 que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

## b. Résistance mécanique

### b.1. Résistance caractéristique à la compression

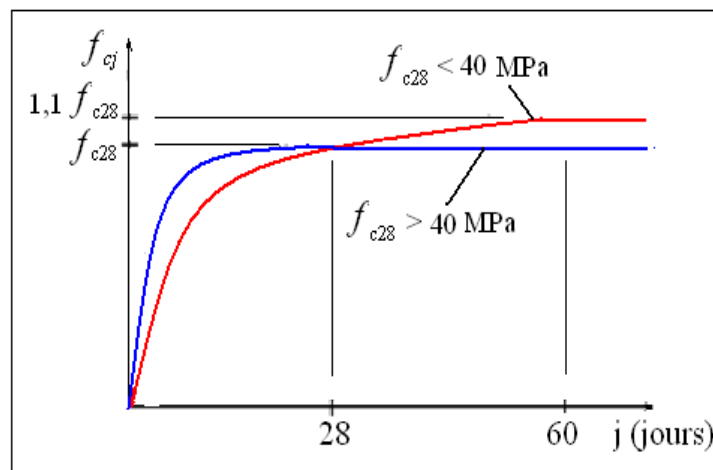
Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, cette dernière elle est donnée « j » jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \longrightarrow f_{c_j} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \\ f_{c28} > 40 \text{ MPa} \longrightarrow f_{c_j} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \end{array} \right.$$

Pour  $28 \text{ jours} < j < 60 \text{ jours}$ .....  $f_{c_j} = f_{c28}$ .

Pour  $j \geq 60 \text{ jours}$ .....  $f_{c_j} = 1.1 f_{c28}$ .

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

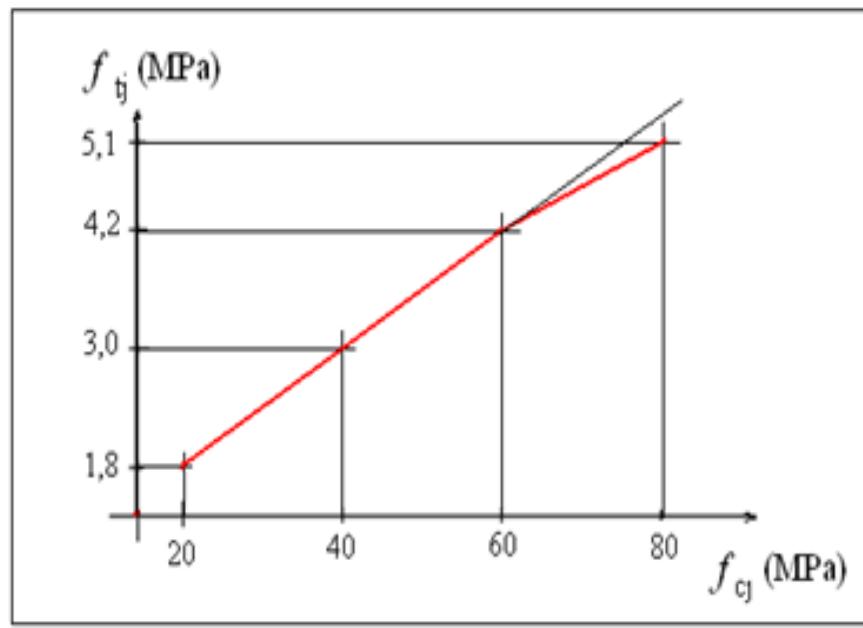


**Figure I.1:** Evolution de la résistance  $f_{c_j}$  en fonction de l'âge du béton

### b.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours est conventionnellement définie à la relation :  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c_j}$ .

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$                        $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$



**Figure I.2:** Evolution de la résistance à la traction  $f_{t_j}$  en fonction de  $f_{c_j}$

### c. 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 (ELU)

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 (ELS)

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

### d. Déformation et contraintes de calcul

#### a. Etats limite de résistance (CBA93 [ART3.3.2.1])

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.

### a.1. Diagramme parabole – rectangle

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

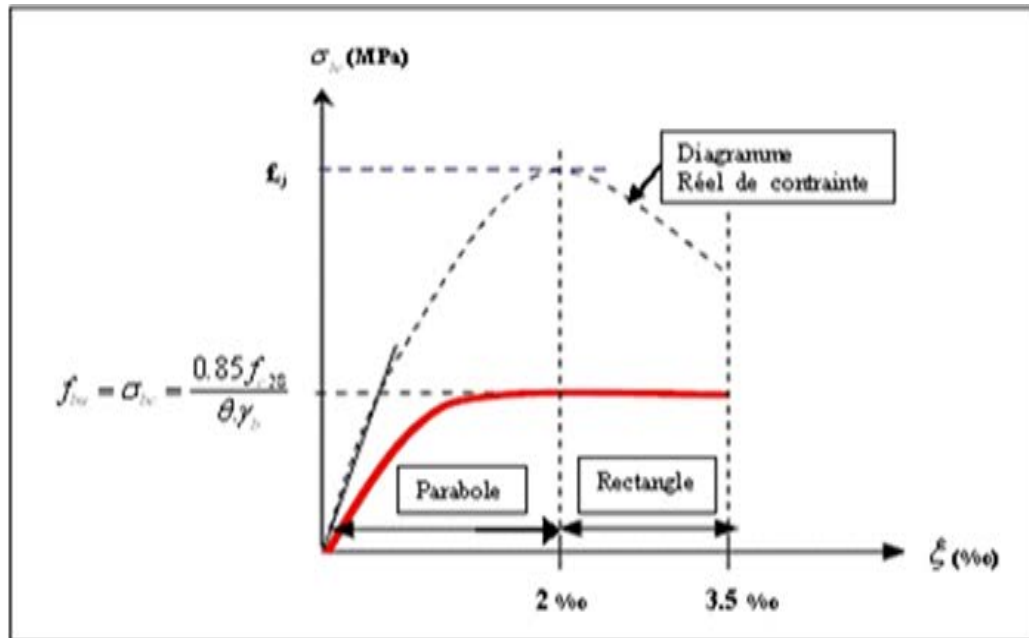


Figure I.3. Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU

Avec :

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

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul pour  $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3.5\text{‰}$

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$  cas générale.

$\gamma_b = 1.15$  cas de combinaisons accidentelles.

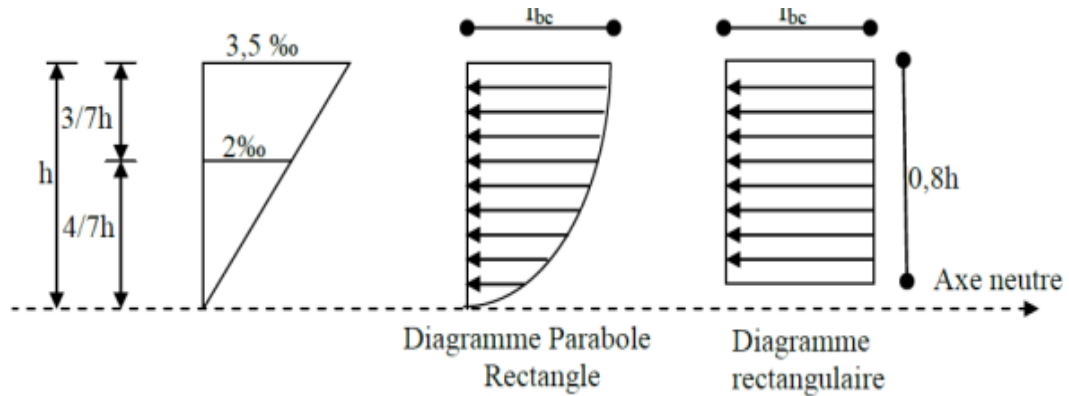
### b. Etat limite de service (CBA93 [ART5.1.4])

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

$$\sigma = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

#### b.1. Diagramme rectangulaire

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée en flexion simple.



**Figure I.4.** Diagramme rectangulaire simplifié

### e. Contrainte admissible de cisaillement

$\tau_u = \min (0.2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa})$  Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min (0.15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa})$  Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

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

$$\tau_u = T_u / b_0 x d \quad \text{avec} \quad \begin{cases} b_0: \text{largeur de la pièce.} \\ d: \text{hauteur utile.} \end{cases}$$

### f. Module de déformation longitudinale du béton

#### f.1. Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application à 24h :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}; \text{ pour } f_{c28} = 25\text{MPa}; E_{i28} = 32164.2\text{MPa.}$$

#### f.2. Module de déformation différée

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}; \text{ pour } f_{c28} = 25\text{Mpa}; E_{i28} = 10818.9\text{Mpa.}$$

La déformation totale vaut environ trois la déformation instantanée.

#### f.2. Module de déformation transversale

Coefficient de poisson (CBA93 [ART2.1.2.3])

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta l/l).$$

Avec :

$\Delta d/d$ : déformation relative transversale.

$\Delta l/l$ : Déformation relative longitudinale.

Il est pris égal à 0.2 pour E.L.S (béton non fissuré) à 0 pour E.L.U (béton fissuré)

## I.5.2. Les Aciers

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage, les aciers pour le béton armé sont ceux de :

- Nuance pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Nuance mi-dure pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Dans la pratique on utilise les nuances d'aciers suivants:

- Acier naturel (feE215, feE235).
- Acier à haute adhérence (feE400, feE500).
- Treillis soudés de maille (150 x 150) mm<sup>2</sup> avec  $\phi 3.5$ mm (T.S.L.feE500)
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à :  $E_s = 200\,000$ MPa.

### 5.2.1. Diagramme déformation –contrainte de calcul

$$\sigma_s = f(\epsilon\text{‰}).$$

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

$$\gamma_s = 1.15 \text{ Cas générale.}$$

$$\gamma_s = 1.00 \text{ Cas des combinaisons accidentelles.}$$

Pour note étude, on utilise des aciers FeE400.

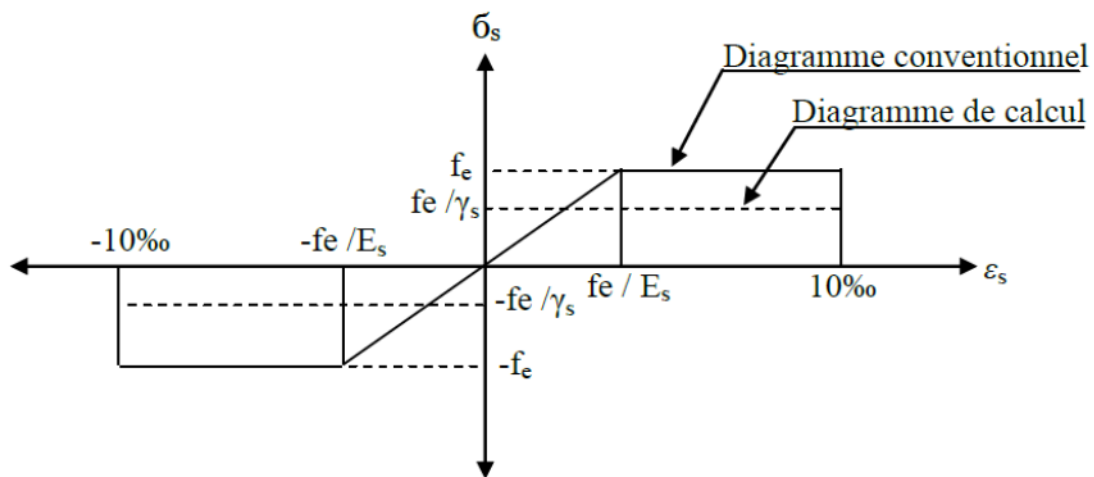


Figure I.5. Diagramme de déformations-contraintes.

### 5.2.2. Contrainte limitée de traction des armatures

Fissuration peu préjudiciable .....  $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$  pas de limitation

Fissuration préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta x f_{tj}}\right)$  (MPa)



Fissuration très préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min(0.5 f_e; 90 \sqrt{\eta x f_{ij}})$  (MPa)

$\eta$  : coefficient de fissuration.

- |   |  |
|---|--|
| { | $\eta = 1$ Pour les ronds lisses.                                    |
|   | $\eta = 1.6$ Pour les hautes adhérence avec $\phi \geq 6\text{mm}$ . |
|   | $\eta = 1.3$ Pour les hautes adhérence avec $\phi < 6\text{mm}$ .    |

## I.6. Hypothèse de calcul

Selon les régales **B.A.E.L91**, on distingue deux états de calcul:

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

### I.6.1. Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R)

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistance calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée

Ce qui correspond aussi aux règles parasismiques algériennes R.P.A99 (version 2003).

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

### Hypothèses de calcul

- Les sections planes avant déformations restent après déformations.
- 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:

$\epsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$  en flexion composé.

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

L'allongement de l'acier est limité à:  $\epsilon_{bc} = 10\text{‰}$  L les diagrammes déformations contraintes sont définis pour:

- Le béton en compression.
- L'acier en traction est en compression.

### Règles des trois pivots

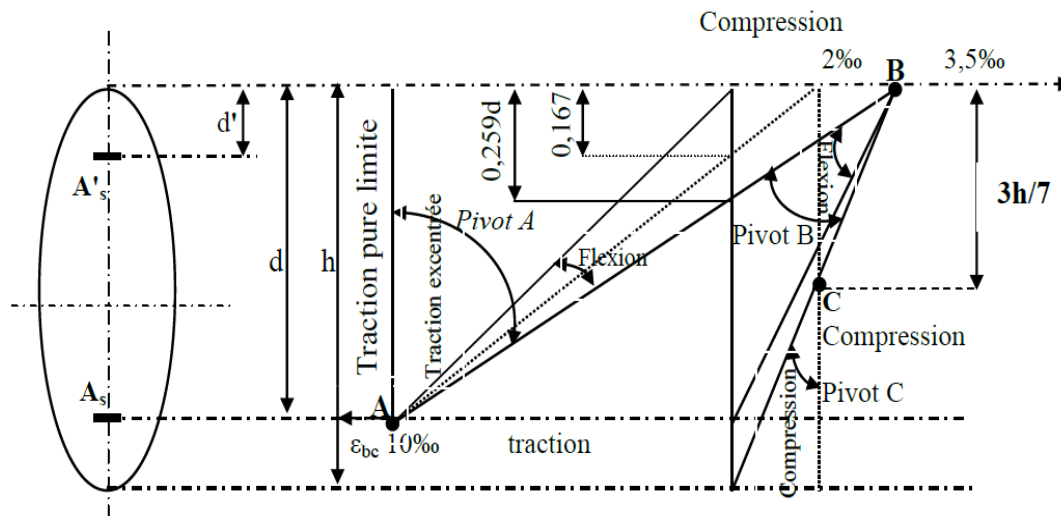
On fonction des sollicitations normale la rupture d'une section en béton armée peut intervenir:

- 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 l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3.5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

**Tableau I.1:** Règles des trois pivots



**Figure I.6:** Diagramme des déformations limitées de la section (règles des trois pivots)

### I.6.2. Etat limite de service (ELS)

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

#### 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 négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} ; \quad \sigma_{bc} = E_s \times \varepsilon_s$$

Par convention  $\eta$  correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier et celui du béton.

$$\eta = E_s/E_b \quad (\text{coefficient d'équivalence}).$$

### I.7. 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:  
 $1.35G + 1.5Q$
- **Etat limite de service**  
Combinaison d'action:  $G + Q$

- Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$\left[ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right. \text{ avec : } \left[ \begin{array}{l} G: \text{ Charge permanente} \\ Q: \text{ Charge d'exploitation ou surcharge d'exploitation} \\ E: \text{ Effort sismique} \end{array} \right.$$



*Chapitre II:*  
*Prédimensionnement*  
*des éléments structuraux*

## II.1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de note structure : Poutres, poteau, voiles et planchers, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé prédimensionnement.

Le prédimensionnement est une étape nécessaire dans une étude de projet en béton armé elle a pour but de déterminer les dimensions provisoires et approximatives des éléments de la structure (poteaux, poutres, dalles, voiles) pour estimer leur poids propre toutes en respectant les règles générales en vigueur BAEL91 et RPA 99 version 2003.

## II.2. Prédimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2, 3, ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Nous avons choisi deux types des planchers : Plancher en corps creux et plancher en dalle pleine en béton armé.

### II.2.1. Plancher en corps creux

Pour dimensionner le plancher à corps creux, on utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur de plancher il suffit de satisfaire la condition de **BAEL 91** suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \text{ avec } \begin{cases} h_t : \text{ hauteur totale du plancher} \\ L : \text{ portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis} \end{cases}$$

Niveaux	$L_{\max}$ (m)	$L_{\max} / 22.5$	$h_t$ (cm)	Type du plancher
Terrasse et étage courant	4.70	20.80	21	Corps-creux 16 + 5
RDC	4.70	20.80	21	Corps-creux 16 + 5

Tableau II.1: Tableau récapitulatif du choix de plancher

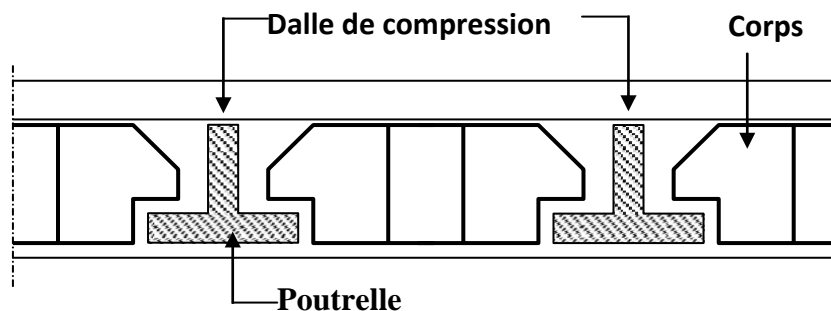


Figure II.1: Configuration d'un plancher corps creux.

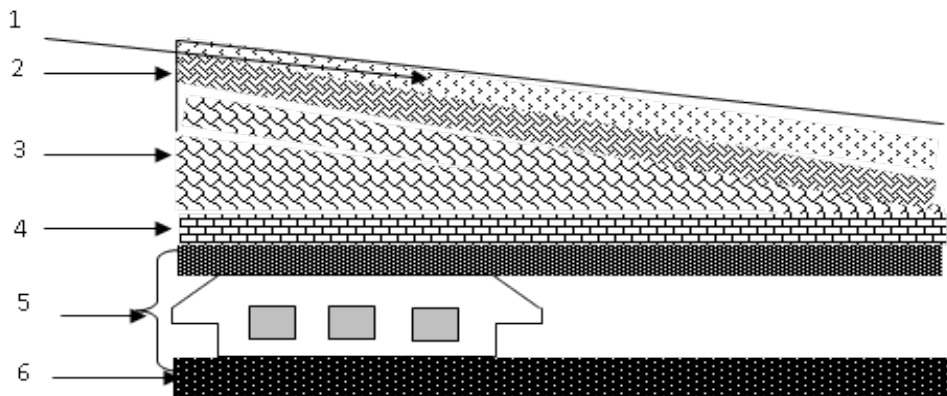
**II.3. Evaluation des charges et des surcharges**

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage (DTR BC 2.2 Annexe C).

**II.3.1. Charges permanentes et d’exploitation**

**a. Plancher terrasse inaccessible (corps creux)**

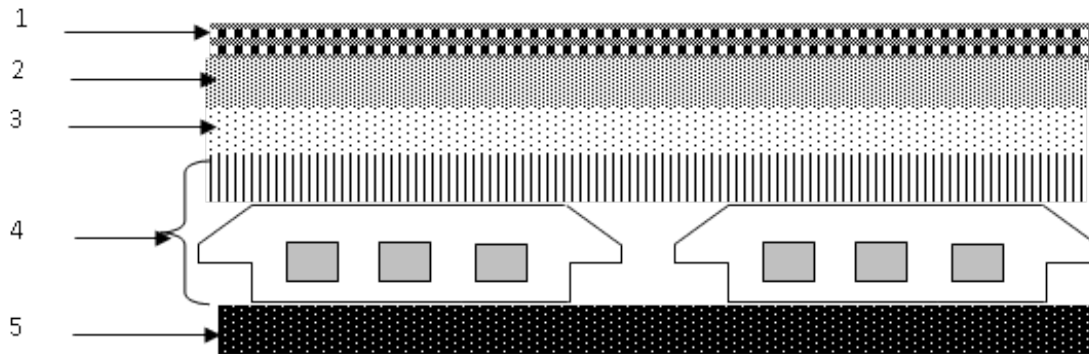
1) Protection en gravillon roulé (4 cm) :.....	$4 \times 0.20 = 0.80\text{kN/m}^2$
2) Etanchéité multicouche (2 cm) :.....	$= 0.12\text{kN/m}^2$
3) Forme de pente en béton léger.....	$= 0.90\text{kN/m}^2$
4) Asphalté coulé sablé (2.5cm) + polystyrène.....	$= 0.66\text{kN/m}^2$
5) Plancher en corps creux + dalle de compression (16+5).....	$= 2.85\text{kN/m}^2$
6) Enduit en plâtre (2cm).....	$0.1 \times 2 = 0.20\text{kN/m}^2$
	<hr/>
	$G = 5.53\text{kN/m}^2$
	$Q = 1.00\text{kN/m}^2$



**Figure II.2:** Coupe d'un plancher terrasse

**b. Plancher étage courant**

1) Revêtement en carrelage (2cm).....	$2 \times 0.2 = 0.4\text{kN/m}^2$
2) Mortier de pose (2cm).....	$2 \times 0.2 = 0.4\text{kN/m}^2$
3) -Sable fin pour mortier (2cm).....	$2 \times 0.17 = 0.34\text{kN/m}^2$
4) -Plancher en corps creux +dalle de compression (16 + 5).....	$= 2.85\text{kN/m}^2$
5) Enduit en plâtre (2cm).....	$2 \times 0.1 = 0.20\text{kN/m}^2$
6) Cloisons en brique creux (10cm).....	$= 0.90\text{kN/m}^2$
	<hr/>
	$G = 5.09\text{kN/m}^2$
	$Q$ (R.D.C à usage commercial (boutiques)) = $4\text{kN/m}^2$
	$Q$ (1 <sup>er</sup> au 8 <sup>ème</sup> étages à usage d'habitation) = $1.5\text{kN/m}^2$
	$Q$ ( Sous-sol) = $2.5\text{kN/m}^2$



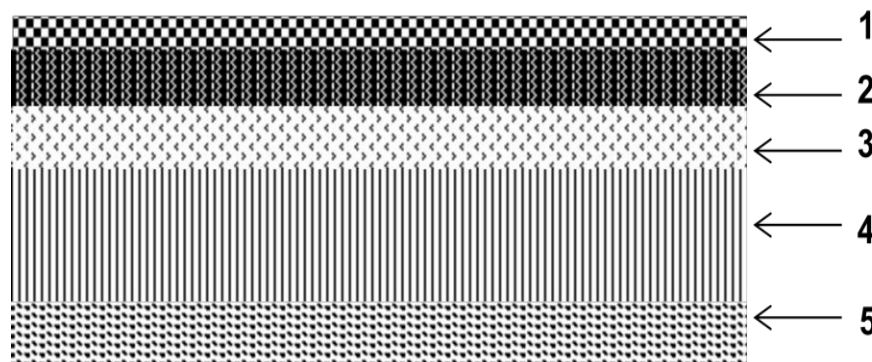
**c. « Balcon (corps creux)**

- 1) Revêtement en carrelage (2cm)..... $0.2 \times 2 = 0.4\text{kN/m}^2$
- 1) mortier de pose (2cm)..... $0.2 \times 2 = 0.4\text{kN/m}^2$
- 2) Sable fin pour mortier (2cm)..... $0.17 \times 2 = 0.34\text{kN/m}^2$
- 3)-Plancher en corps creux +dalle de compression (16 + 5)..... $= 2.85\text{kN/m}^2$ .
- 4)Enduit en plâtre (2cm)..... $0.1 \times 2 = 0.20\text{kN/m}^2$
- 5)Cloison en briques creuses..... $= 0.90\text{kN/m}^2$

---

$G = 5.09\text{kN/m}^2$

$Q = 3.5\text{kN/m}^2$



**Figure II.4:** Plancher en dalle pleine

**d. Murs de façade extérieurs**

- 1) Enduit extérieur en ciment (2cm)..... $= 0.36\text{kN/m}^2$ .
- 2) Paroi en briques creuses (15cm)..... $= 1.30\text{kN/m}^2$ .

3) Paroi en brique creuses (10cm).....= 0.90kN/m<sup>2</sup>.

4) Enduit intérieur en plâtre (1.5cm).....= 0.27kN/m<sup>2</sup>.

---


$$G \text{ (RDC au 8<sup>ème</sup> étage)} = 2.83\text{kN/m}^2.$$

$$G \text{ (Sous-sol) (mur en béton armé)} = 0.2 \times 25 = 5\text{kN/m}^2$$

En enlevant 20% de la charge du mur (ouvertures des portes et des fenêtres). On obtient:

$$G = 2.83 \times 80\% = 2.83 \times 0.80 = 2.26\text{kN/m}^2.$$

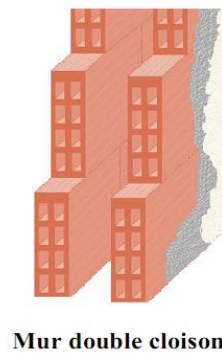
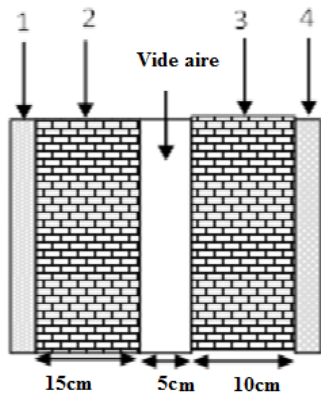


Figure II.5: Murs extérieurs

**e. Murs intérieurs**

Enduit intérieur en plâtre (1.5 cm) : .....= 0.27kN/m<sup>2</sup>

Briques creuses (10 cm) : .....= 0.90kN/m<sup>2</sup>

Enduit intérieur en plâtre (1.5 cm) : .....= 0.27kN/m<sup>2</sup>

---


$$G = 1.44\text{kN/m}^2$$

avec une ouverture de 20% :

$$G = 1.44 \times 80\% = 1.44 \times 0.8 = 1.152\text{kN/m}^2$$

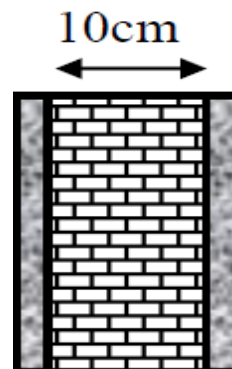
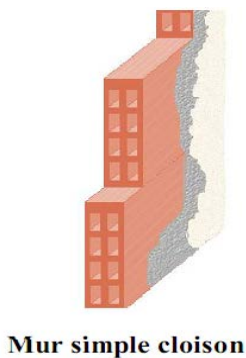


Figure II.6: Murs intérieurs



## II.4. Prédimensionnement des poutres

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{portée libre entre nus d'appuis} \end{array} \right.$$

### II.4.1 Poutres principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} = 5.00m \\ d = 0.9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 33.33cm \leq h_t \leq 50 cm \\ 13.50cm \leq b \leq 18cm \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 45cm \\ \text{On prend } b = 35cm \end{array}$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)** on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 cm > 20 cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 50cm > 30 cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.6 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

### II.4.2. Poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 4.80m \\ d = 0.9h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 32cm \leq h_t \leq 48cm \\ 12.50 cm \leq b \leq 16.2cm \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 35 cm \\ \text{On prend } b = 30 cm \end{array}$$

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)**, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30cm \geq 20 cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 35 cm \geq 30 cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.17 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30 x 35) cm<sup>2</sup>**.

## II.5. Loi de dégression de la surcharge d'exploitation

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. Soit **Q0** la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et **Q1, Q2, Q3, ... . Qn** les surcharges d'exploitation relatives aux planchers **1, 2, ... , n** qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

$$\begin{array}{l} \text{Sous terrasse} \dots\dots\dots \text{Q0} \\ \text{Sous étage 1} \dots\dots\dots \text{Q0 + Q1.} \\ \text{Sous étage 2} \dots\dots\dots \text{Q0 + 0,95 (Q1 + Q2).} \end{array}$$

Sous étage 3 .....  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .

Sous étage 4 .....  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .

Sous étage n .....  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  Pour  $n \geq 5$

**Tableau II.2:** Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	Charge (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$N_{q0} = 1.00$	1
08	$N_{q1} = q_0 + q_1$	2.5
07	$N_{q2} = q_0 + 0.95 (q_1 + q_2)$	3.85
06	$N_{q3} = q_0 + 0.9 (q_1 + q_2 + q_3)$	5.05
05	$N_{q4} = q_0 + 0.85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6.1
04	$N_{q5} = q_0 + 0.8 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7
03	$N_{q6} = q_0 + 0.75 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$	7.75
02	$N_{q7} = q_0 + 0.71 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7)$	8.46
01	$N_{q8} = q_0 + 0.69 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8)$	9.28
RDC	$N_{q9} = q_0 + 0.67 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8 + q_{RDC})$	11.72
Sous-sol	$N_{q10} = q_0 + 0.65 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8 + q_{RDC} + q_{S-sol})$	13.03

## II.6. Prédimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.

La section de calcul du poteau est faite sur la base que ce dernier ne flambe pas

Le calcul est basé sur la descente des charges et la loi de dégression des charges d'exploitations.

### II.6.1. La surface afférente du poteau

Le poteau le plus sollicité dans nos structures se trouve dans le centre:

$$S = \left( \frac{5}{2} + \frac{4.8}{2} \right) \times \left( \frac{2.7}{2} + \frac{4.1}{2} \right) \quad S = 16.66 \text{ m}^2$$

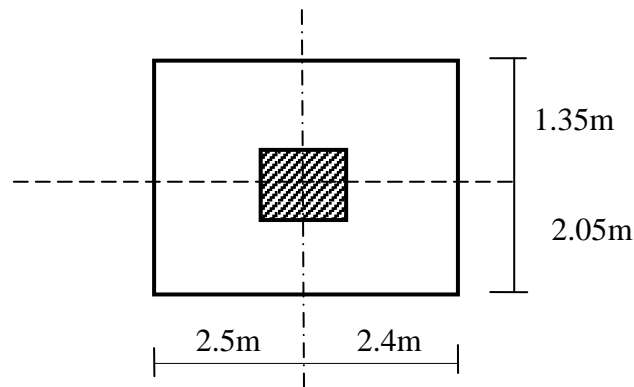


Figure II.7: Surface afférente du poteau

## II.6.2. Exemple de calcul

### a. Prédimensionnement des poteaux

#### a.1. Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux $N_u$

##### a.1.1. Efforts de compression due aux charges permanentes $N_G$ et Surcharge $N_Q$

$$G_{\text{TERASSE}} = 5.53 \times 16.66 = 92.13 \text{ KN}$$

$$G_{\text{(RDC+E.COURENT)}} = 5.09 \times 9 \times 16.66 = 763.20 \text{ KN}$$

$$G_{\text{(Sous -sol)}} = 5.99 \times 16.66 = 99.80 \text{ KN}$$

$$Q = 13.03 \times 16.66 = 217.08 \text{ KN}$$

Majoration des efforts: On doit majorer les efforts de 10%

$$N_G = 1.1 (92.13 + 763.20 + 99.8) = 1050.64 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1.1 \times 217.08 = 238.79 \text{ KN}$$

$$N_U = 1.35 (1050.64) + 1.5 (238.79) = 1776.55 \text{ N}$$

##### a.2.2. Détermination de la section du poteau (a x b)

#### b. Détermination de "a"

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire  $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

On a:  $L_0 = 4.08 \text{ m}$ ;  $L_f = 0.7 \times 408 = 285.6 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{285.6}{0.289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{285.6}{0.289 \times 50} = 19.67 \text{ cm}$$

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

### c. Détermination de b

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

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

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1.5$  ;  $\gamma_s = 1.15$

$$B_r = (a - 2) (b - 2) \text{ cm}^2$$

$B_r$ : Section réduite

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

$A_s$  = Section d'armature longitudinale

$$A_s = 0.7\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone(I)}$$

$$A_s = 0.7\% [48(b - 2)] = 0.336(b - 2) \text{ cm}^2$$

$\alpha$  : étant un coefficient fonction de  $\lambda$ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times 408}{0.289 \times 50} = 19.76 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{19.76}{35} \right)^2} = 0.79$$

$$N_u \leq 0.79 \left[ \frac{48(b - 2) \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.336(b - 2) \times 400}{1.15 \times 10} \right] = 26.91 \text{ cm}$$

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

Section de poteau de section:  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

### 1-Détermination de a :

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{i} \quad \text{avec: } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$L_f$  : longueur de flambement

$i$  : rayon de giration

$B$  : section des poteaux

$\lambda$  : L'élanement du poteau

$I$ : moment d'inertie de la section par rapport à un point passant centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement par son

$$B = axb$$

$$I = \frac{bx^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{bxa^3}{12xaxb}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289 a$$

$$\text{On a: } L_0 = 3.06\text{m}; L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2.142}{0.289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{2.142}{0.289 \times 50} = 14.82\text{cm}$$

On prend :  $a = 40 \text{ cm}$

## 2-Détermination de $b$ :

Selon les règles du **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

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

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$$

$B_r$ : section réduite

$$B_r = (40-2) \times (b-2) = 48 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

$A_s$ =section d'armature longitudinale

$$A_s = 0.7 \% B_r \dots \dots \dots \text{Zone I}$$

$$A_s = 0.7\% [48(b-2)] = 0.384 (b-2) \text{ cm}^2$$

$\alpha$  : étant un coefficient fonction de  $\lambda$ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times 306}{0.280 \times 40} = 18.53 < 50$$

$$\alpha = 0.85 / [1 + 0.2(\lambda/35)^2] = 0.80$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MP} ; F_c = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$$

$$1949,61 \leq 0,80 \left[ \frac{48(b-2) \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 10} + \frac{0,384(b-2) \cdot 40}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 27,01 \text{ cm}$$

**Donc:** On prend :  $b = 40 \text{ cm}$ .

**d-Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003) « Article 7.4.1 »:**

$\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(50\text{cm}, 50\text{cm}) = 50\text{cm} \geq 30\text{cm}$  en zone I.

$\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(50\text{cm}, 50\text{cm}) = 30\text{cm} \geq h_e/20 = 408/20 = 20.4\text{cm}$ .

$1/4 < b_1/h_2 = 50/50 = 1 < 4$ .

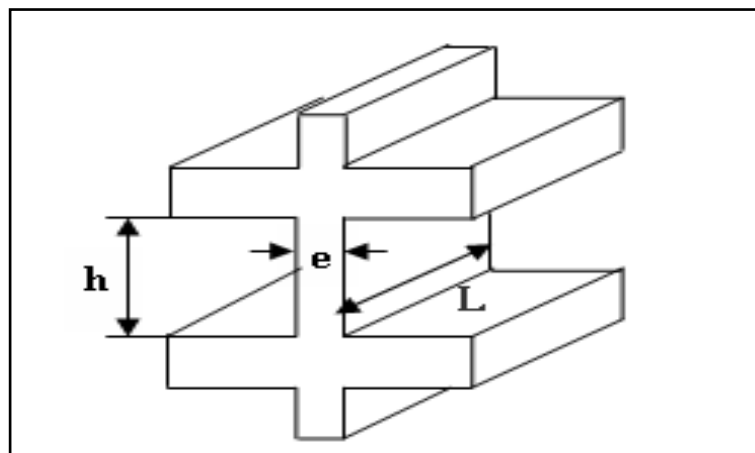
Niveau	(a x b) cm <sup>2</sup>
9	(40 x 40)
8	(40 x 40)
7	(40 x 40)
6	(40 x 40)
5	(45 x 45)
4	(45 x 45)
3	(45 x 45)
2	(45 x 45)
1	(50 x 50)
RDC	(50 x 50)
Sous-sol	(50 x 50)

**Tableau II.3:** Choix des sections des poteaux rectangulaires

**II-7.Pré dimensionnement des voiles :**

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règle (RPA99/2003) « Article 7.7.1 ».

D'où leur 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.



**Figure II.8:** Coupe de voile en élévation

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le **(RPA99 version 2003)** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition:  $L \geq 4e$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

**Avec :**

L: Longueur du voile.

e: Epaisseur 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 indiquées.

**a. Rez de chaussée**

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{408}{22} \rightarrow e \geq 18.55 \text{ cm}$$

**b. Sous-sol**

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{300}{22} \rightarrow e \geq 13.63 \text{ cm}$$

**c. Etage courant**

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 13.91 \text{ cm}$$

avec:

L: Longueur du voile

e: Epaisseur du voile

$h_e$ : Hauteur d'étage

**On adopte des voiles d'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .**

**d. Tableau récapitulatif**

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction:

Niveau	Section de poteau (cm <sup>2</sup> )	Section des poutres secondaires (cm <sup>2</sup> )	Épaisseur des voiles (cm)	Chiénage (cm <sup>2</sup> )	Section des poutres principales (cm <sup>2</sup> )
S-sol	50 x 50	30 x 35	20	30 x 35	35 x 45
RDC	50 x 50	30 x 35	20	30 x 35	35 x 45
01	50 x 50	30 x 35	20	30 x 35	35 x 45

02	45 x 45	30 x 35	20	30 x 35	35 x 45
03	45 x 45	30 x 35	20	30 x 35	35 x 45
04	45 x 45	30 x 35	20	30 x 35	35 x 45
05	45 x 45	30 x 35	20	30 x 35	35 x 45
06	45 x 45	30 x 35	20	30 x 35	35 x 45
07	40 x 40	30 x 35	20	30 x 35	35 x 45
08	40 x 40	30 x 35	20	30 x 35	35 x 45
09	40 x 40	30 x 35	20	30 x 35	35 x 45
Terrasse	/	30 x 35	/	30 x 35	35 x 45

**Tableau II.5:** Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles





***Chapitre III:***  
***Etude des planchers***

**III.1. Introduction**

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement deux fonctions:

La résistance: ils doivent supporter leurs poids propre et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux;

L'isolation: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a un seul type de planchers:

Planchers à corps creux, qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 21cm de hauteur dont:

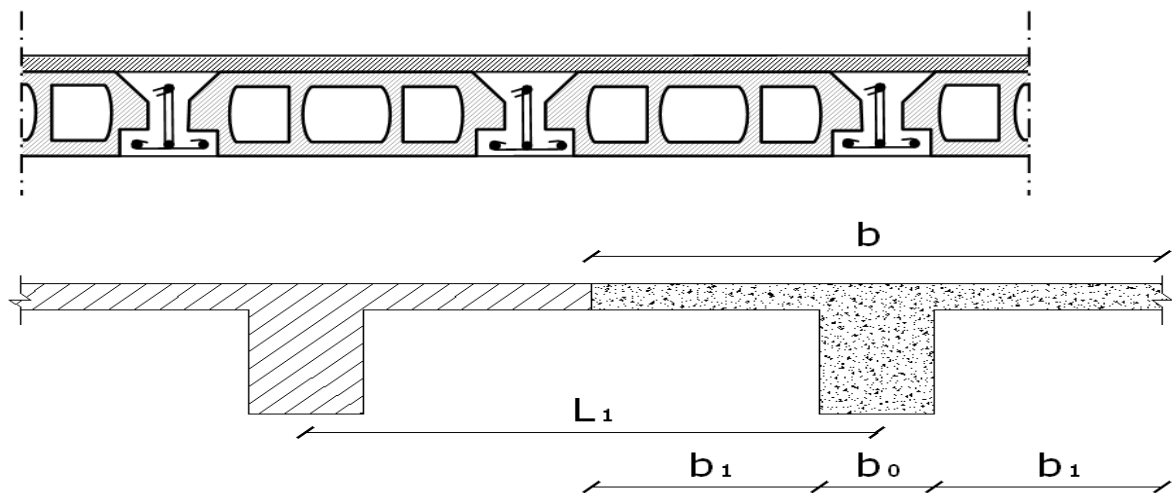
Hauteur du corps creux de 16cm

Épaisseur de la dalle de compression de 5cm

**III.2. Pré-dimensionnement des poutrelles**

$$h_t = 21cm \rightarrow \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{Épaisseur du corps creux.} \\ 5 \text{ cm} : \text{Épaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre  $b_o = 12 \text{ cm}$



**Figure III.1.** Schéma d'un plancher à corps creux

**III.2.1. Calcul de la largeur (b) de la poutrelle**

Le calcul de la largeur «b » se fait à partir des conditions suivantes:

$$b = 2b_1 + b_o \dots\dots\dots(1)$$

La portée maximale est  $L = 4.80m$        $L_n = 65 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_1 = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 = 470/10 = 47 \text{ cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \end{cases}$$

$b_1 = \min(30 ; 40 ; 47)$  On prendra donc  $b_1 = 26.5 \text{ cm}$ .

$b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$  Donc on prend dans le calcul  $b = 65 \text{ cm}$ .

### III.3. Méthode de calcul des poutrelles

#### III.3.1. Plancher étage courant

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 et efforts tranchants concernant tous les planchers de notre structure.

##### III.3.1.1. Méthode forfaitaire

###### a. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées:

- La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$ ;
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées;
- Les portés successives des travées sont dans un rapport compris entre:

$$0.85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25$$

- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

###### b. 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.

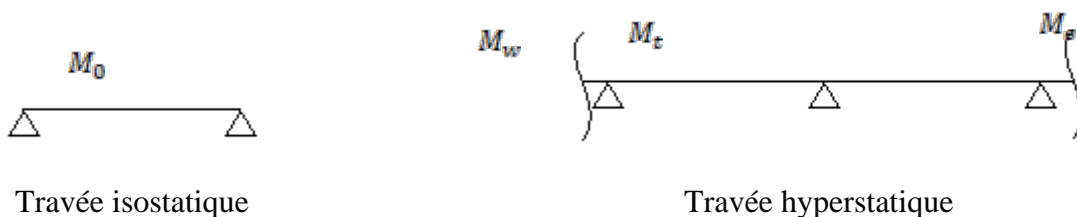


Figure III.2: Schéma explicatif

Avec:

$M_0$ : Moment max de la travée indépendante;

$M_t$ : Moment max de la travée étudiée;

$M_w$ : Moment sur l'appui gauche de la travée;

$M_e$ : 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  $M_t, M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes:

Travée de rive:

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max [(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left( \frac{1,2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \end{array} \right.$$

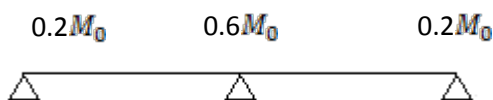
Travée intermédiaire:

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max [(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \end{array} \right.$$

**c. Les valeurs des moments aux appuis**

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes:

1. Cas de deux (02) travées:



2. Cas de trois (03) travées:



3. Cas de plus de 3 travées:

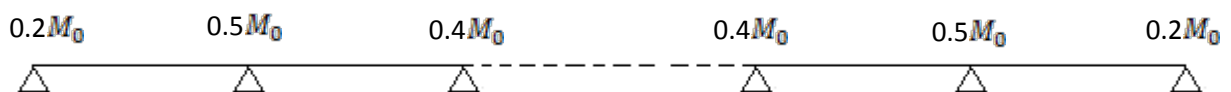


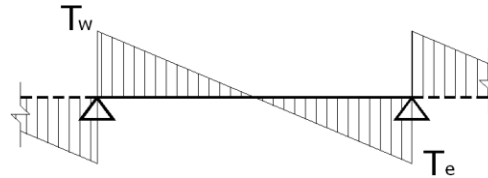
Figure III.3: Schémas explicatifs

**d. Effort tranchant**

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épaisseur d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

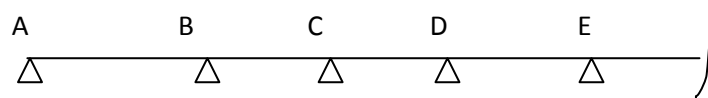


**Figure III.4:** Schémas explicatifs

**e-La méthode forfaitaire modifiée**

Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25. Selon les travées, on distingue deux cas :

e.1) Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :



Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus.  $0,5M_0$  ( $M_0$  correspond à la travée (AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité  $0,4M_0$  ( $M_0$  correspond au moment isostatique maximal de travée (CD)).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC)



**Figure II.4 :** Schéma explicatif.

Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachuré de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right); x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à  $0,5M_0$   
 $M_0$  : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

**e.2-cas d'une travée de rive**



**Figure II.5** : Schéma explicatif.

Il suffit de porter sur l'appuis (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire  $0,6M_0$ (BC) s'il y a que deux travées ou  $0,5 M_0$ ( BC) s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de ( AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment  $0,5M_0$ (BC) si la poutrelle est à plus de deux travées et  $0,6 M_0$  (AB) s'il n'y a que deux travées.

**III. 3.2. Plancher Terrasse**

**III.3.2.1. Méthode de calcul : ( RDM 6)**

RDM est un logiciel destiné à l'enseignement du calcul des structures par la méthode des éléments finis .

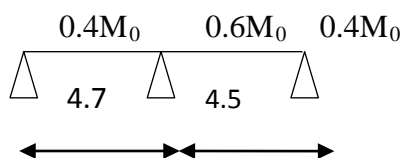
Il comprend les modules suivants : RDM –

Flexion : calcul et optimisation des poutres droites sollicitées en flexion simple.

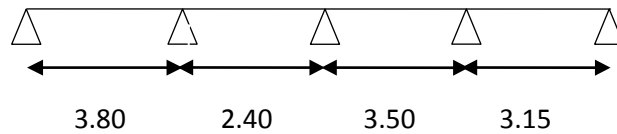
**III.4. Eude des poutrelles**

**III.4.1. Différents types des poutrelles**

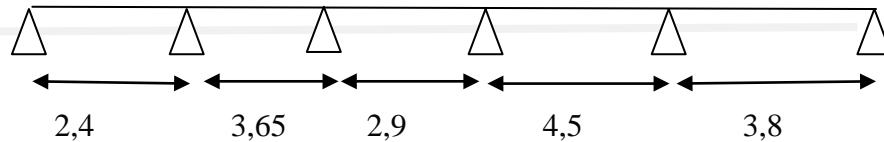
**Type 01**



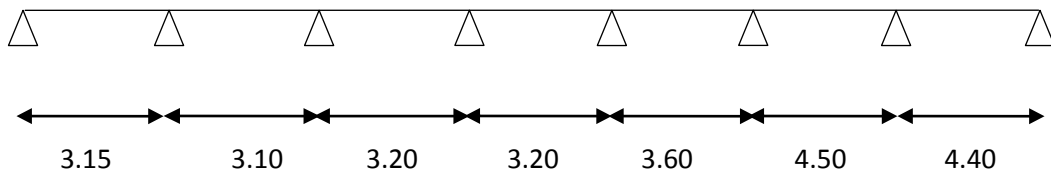
## Type 02



## Type 3



## Type 04



## III.4.2. Combinaisons des charges

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit:

## Sous Sol :

$$\text{E.L.U: } Q = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.09 + 1.5 \times 2.5) \times 0.65 = 6.90 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (5.53 + 2.5) \times 0.65 = 4.93 \text{ kN/ml.}$$

## • R.D.C

$$\text{E.L.U: } Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.09 + 1.5 \times 4) \times 0.65 = 8.37 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (5.09 + 4) \times 0.65 = 5.91 \text{ kN/ml}$$

## • Étage courant

$$\text{E.L.U: } Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.09 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 5.93 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (5.09 + 1.5) \times 0.65 = 4.28 \text{ kN/ml}$$

## • Terrasse

$$\text{E.L.U: } Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.53 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 5.83 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (5.53 + 1) \times 0.65 = 4.24 \text{ kN/ml.}$$

## III.A. Plancher de Sous-sol:

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1. la charge d'exploitation  $Q \leq \max (2G, 5\text{kN/m}^2)$

$$G = 5.09 \text{ kN/m}^2 ; Q = 2.5\text{kN/m}^2$$

$$Q = 2.5\text{kN/m}^2 < 2G = 10.18 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

2. le rapport entre les travées successives:

Travée	E-I	I-K
Portée	4.70	4.50
Rapport	1.04	

$$0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

3. Poutrelles à inertie constante ( $I = Cste$ ).....Condition Vérifiée

4. Fissuration peu préjudiciable (cas de plancher étage) .....Condition Vérifiée

Puisque toutes les conditions d'applicabilité de la méthode sont vérifiées, on utilise la méthode forfaitaire.

**Sollicitation à l'E.L.U:**

- $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 6.90\text{kN/ml}$

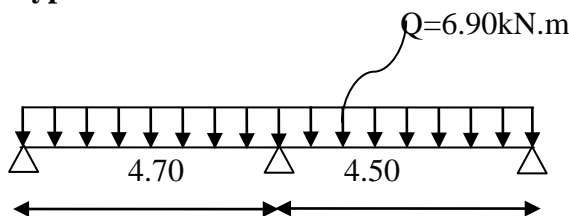
Travée de rive  $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha).M_0] - (M_w + M_e)/2 \\ M_t \geq [(1.2 + 0.3\alpha)/2].M_0 \end{array} \right.$

Travée intermédiaire  $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha).M_0] - (M_w + M_e)/2 \\ M_t \geq [(1 + 0.3\alpha)/2].M_0 \end{array} \right.$

$$\alpha = Q/(G+Q) = 2.5/(5.09 + 2.5) = 0.33$$

- $(1 + 0.3\alpha) = 1.1 > 1.05$
- $(1.2 + 0.3 \alpha)/2 = 0.65$  (travée de rive).
- $(1 + 0.3 \alpha)/2 = 0.55$  (travée intermédiaire).

**Type 02**



**Moments isostatique**

$$M_{0EI} = Q_t \times L^2/8 = 6.90 \times (4.70)^2/8 = 19.05\text{kN.m}$$



$$M_{0IK} = Q_t \times L^2/8 = 6.90 \times (4.50)^2/8 = 17.47 \text{ kN.m}$$

**Moments sur appuis**

$$M_E = 0.2M_{0EI} = 3.81 \text{ kN.m}$$

$$M_I = 0.6M_{\text{Max}} (M_{0EI}) = 11.43 \text{ kN.m}$$

$$M_K = 0.2M_{0IK} = 3.49 \text{ kN.m}$$

**Moment en travée**

- **Travée de rive (EI)**

- 1)  $M_t^{EI} \geq 1.10 \times 19.05 - (3.81 + 11.43)/2 = 13.34 \text{ kN.m}$

- 2)  $M_t^{EI} \geq 0.65 \times M_{0EI} = 12.38 \text{ kN.m}$

- **Travée de rive (IK)**

- 1)  $M_t^{IK} \geq 1.10 \times 17.46 - (11.43 + 3.49)/2 = 11.74 \text{ kN.m}$

- 2)  $M_t^{IK} \geq 0.65 \times M_{0IK} = 11.35 \text{ kN.m}$

**Effort tranchant**

$$T_w = (M_w - M_e)/L + Q_u \cdot L/2$$

$$T_e = (M_w - M_e)/L - Q_u \cdot L/2$$

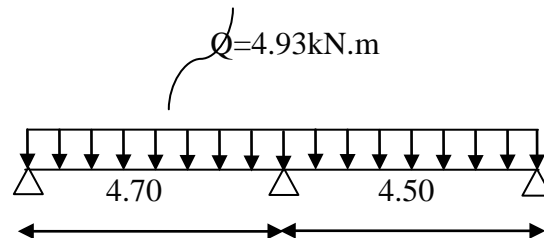
- **Travée (EI)**

$$\begin{cases} T_w = 14.60 \text{ kN} \\ T_e = -17.83 \text{ kN} \end{cases}$$

- **Travée (IK)**

$$\begin{cases} T_w = 17.28 \text{ kN} \\ T_e = -13.76 \text{ kN} \end{cases}$$

**Type 02**



**Sollicitation à L'E.L.S**

$$q_{\text{ser}} = 4.93 \text{ kN.m}$$

**Moments isostatiques**

$$M_{0EI} = Q_t.L^2/8 = 13.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{0IK} = Q_t.L^2/8 = 12.47\text{kN.m}$$

**Moments sur appuis**

$$M_E = 0.2M_{0EI} = 2.72\text{kN.m}$$

$$M_I = 0.6 \max(M_{0EI}) = 8.16\text{kN.m}$$

$$M_K = 0.2M_{0IK} = 2.39\text{kN.m}$$

**Moment en travée**

- Travée de rive (EI)

- 1)  $M_t^{EI} \geq 9.53\text{kN}$

- 2)  $M_t^{EI} \geq 8.84\text{KN}$

- Travée de rive (IK)

- 1)  $M_t^{IK} \geq 3.06\text{KN}$

- 2)  $M_t^{IK} \geq 8.10\text{KN}$

**Diagramme des moments fléchissant (kN.m)**

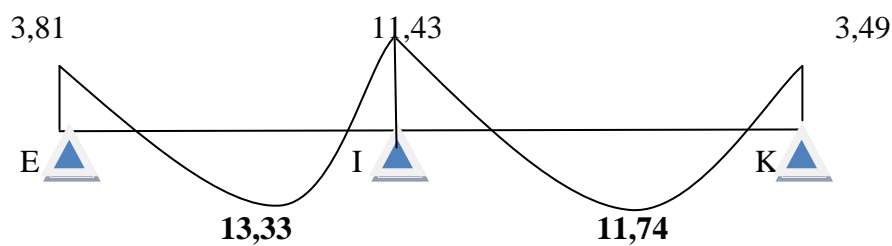


Figure III.5: Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U

**Diagramme des efforts tranchant (kN)**

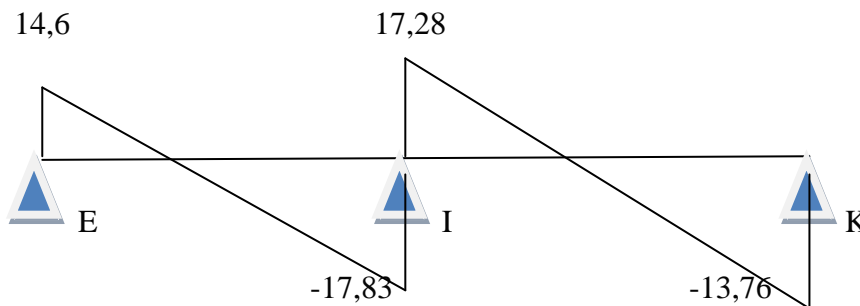


Figure III.6: Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U

Tableau III.1. Récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	Travée	L (m)	L'E.L.U					L'E.L.S		
			M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
01	E-I	4,70	13.33	3.81	11.43	14.6	-17.83	9.53	2.72	8.16
	I-K	4.50	11.74	11.43	3.49	17.28	-13.76	8.84	8.16	2.49
02	B-C	3.8	4.67	2.48	6.2	2.07	-14.04	3.42	1.84	4.6
			4.67	2.49	6.22	2.07	-14.03	3.50	1.78	4.45
	C-D	2.4	2.73	6.2	4.92	9.10	-7.45	1.95	4.6	1.42
	D-H	3.5	7.37	4.22	4.27	11.86	-12.28	5.71	1.42	3.78
	H-I	3.15	6.41	4.27	1.71	11.70	-10.05	4.22	3.78	1.22
03	C-D	2.4	3.73	0.99	2.48	8.28	-8.9	2.66	4.6	1.42
	D-F	3.65	2.11	2.48	4.6	12.01	-13.17	6.5	0.71	1.78
	F-I	2.9	4.23	4.6	2.9	10.6	-9.4	3.02	1.78	3.28
	I-K	4.50	5.68	2.9	8.7	14.16	-16.75	4.98	3.28	2.07
			5.23	4.58	8.73	14.53	-16.44	3.9	4.58	6.24
K-L	3.8	8.1	8.7	2.49	14.74	-11.29	5.8	8.7	1.78	

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax}=13.33KN.m \\ Ma\ rive = 3.81KN.m \\ Ma\ intermédiaire = 11.43KN.m \\ T_{max}= 17.83KN.m \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{a\ rive}=2.72\ KN.m \\ Ma\ intermédiaire = 8.16KN.m \\ M_{tmax}=9.53KN.m \end{array} \right.$$

III.A.4.3. Ferrailage

4.3.1. Calcul des armatures longitudinales

- 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<sub>T</sub> »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 5 \times 14,20 \times \left( 18,90 - \frac{5}{2} \right) \times 10^{-3} = 75,68kN.m$$

$$M_{t\ max} = 13,33KN.m < M_t = 75,68KN.m$$

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 x h<sub>t</sub>) = (65 x 24) cm<sup>2</sup> soumise à :

$$M_{t_{max}} = 13,33 kN.m .$$

$$\mu = \frac{M_{t_{max}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,33 \times 10^3}{65 \times (18,90)^2 \times 14,20} = 0,044 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,051 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,979 .$$

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

$$A_s = \frac{M_{t_{max}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,33 \times 10^3}{0,979 \times 18,90 \times 348} = 2,07 cm^2$$

**4.3.2 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 :

$$V_2 = \frac{\left( b \times h_0 \times \left( h_t - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left( b_0 \times (h_t - h_0) \times \left( \frac{h_t - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left( 65 \times 5 \times \left( 21 - \frac{5}{2} \right) \right) + \left( 12 \times (21 - 4) \times \left( \frac{21 - 5}{2} \right) \right)}{(65 \times 5) + (12 \times (21 - 5))} = 14,60 cm$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 21 - 14,60 = 6,40 cm$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (6,40)^3 - ((65 - 12) \times (6,40 - 5)^3)}{3} + \frac{12 \times (21 - 6,40)^3}{3}$$

$$I = 18079,88 cm^4$$

$$A_{min} = \frac{18079,88 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 14,60 \times 400} = 0,38 cm^2$$

Donc :  $A_{s_{cal}} = 1,90 cm^2 > A_{min} = 0,33 cm^2$  ..... Condition Vérifiée

On prend : **3T10** ; (As=2,36 cm<sup>2</sup>).

**Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,43 \times 10^3}{12 \times 18,9^2 \times 14,20} = 0,18 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,262 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,895.$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,43 \times 10^3}{0,85 \times 18,9 \times 348} = 1,94 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T<sub>é</sub>) :

$$A_{min} = \frac{18079,88 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 14,60 \times 400} = 0,38 \text{ cm}^2$$

**Donc :**  $A_{s\text{ cal}} = 1,94 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,38 \text{ cm}^2$  ..... *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>.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,81 \times 10^3}{12 \times 18,9^2 \times 14,20} = 0,059 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,077 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,969.$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,81 \times 10^3}{0,969 \times 18,90 \times 348} = 0,59 \text{ cm}^2$$

IV.7. Condition de non fragilité (section en T<sub>é</sub>) :

$$A_{min} = \frac{18079,88 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 14,60 \times 400} = 0,38 \text{ cm}^2$$

**Donc :**  $A_{s\text{ cal}} = 0,59 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0,38 \text{ cm}^2$  ..... *Condition Vérifiée*

On prend  $A_s = 0,59 \text{ cm}^2$

**On prend :** 1T12 (filante) ; ( $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$ )

**Vérification à l'E.L.S :**

Le moment dans le plancher Sous-sol est ( $M_{t\text{ ser}}=9,53 \text{ Kn.m}$ )

- **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=65cm; η=15; A'=0; A=2,36 cm<sup>2</sup>; d=18,9 cm; b<sub>0</sub>=12cm.

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[ (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\frac{12 \times y^2}{2} + [(65 - 12)5 + 15 \times (2.36 + 0)]y - \left[ (65 - 12)\frac{5^2}{2} + (15 \times 18,9 \times 2.36) + (15 \times 0 \times 0,2) \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 300.4y - 1331.56 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.10 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0)\frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'(y - d')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3}4.10^3 - (65 - 12)\frac{(4.10 - 5)^3}{3} + 15 \times 0(2.36 - 0,2)^2 + 15 \times 2.36(18,9 - 4.10)^2$$

$$I = 9260.18 \text{ cm}^4$$

• **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9.53 \times 10^3}{9260.18} \times 4.10 = 4.21 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.21 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✗ **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 :**

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{17.83 \times 10^3}{120 \times 189} = 0,786 \text{ MPa}$$

• **Fissuration non préjudiciable**

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad \overline{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,786 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Les armatures transversales  $A_t$  :**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L_{min}}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{210}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 6 \text{ mm}$$

On adopte :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

- Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min(17,01; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow S_t \leq 17,01 \text{ cm} \text{ On Prend: } S_t = 15 \text{ cm}$$

- La section des armatures transversales :

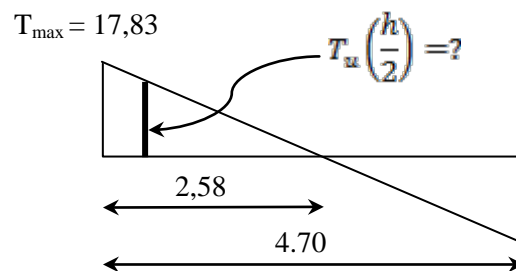
$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left( \tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{ij})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$k=1$  (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left( \frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

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 » :

$$\text{Avec : } T_{max} = 17,83 \text{ KN}$$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,70}{2} + \frac{11,43 - 3,81}{6,90 \times 4,70} = 2,58 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,21}{2} = 0,105 \text{ m}$$

$$T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{17,83 \times (2,58 - 0,105)}{2,58} = 17,10 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{17,83 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} = 0,786 \text{ MPa}$$

$$\text{D'après (1) : } \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,786 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 0,010 \text{ cm} \quad (2)$$

- **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,040 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \times \frac{f_e}{b_0} \geq 0,4 \Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

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 :**

$$T_u = 17,83 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 11,43 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{11,43}{0,9 \times 18,9 \times 10^{-2}} = 67,19 \text{ kN}$$

$$F_u = 67,19 \text{ kN} > T_u = 17,83 \text{ kN}$$

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 :



$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}, \text{ Où :}$$

a : La longueur d'appui de la biellette.

**On doit avoir :**  $\overline{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 17,83 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0209m = 2,09cm$$

**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.

$$a' = 50 - 2 - 2 = 46cm$$

$$a = \min(46cm ; 17,01cm) = 17,01cm$$

a = 17,01cm > 2,09cm .....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 cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H.A .

T : L'effort tranchant max ; T = 17.83 KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,77$  cm.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{17,83 \times 10^3}{17,01 \times 3,77 \times 3 \times 10^2} = 0,92MPa$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

$\tau_{ser} = 0,92MPa < \overline{\tau}_{ser} = 3,15MPa$  .....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 «  $r$  » :  $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$ .

• **Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

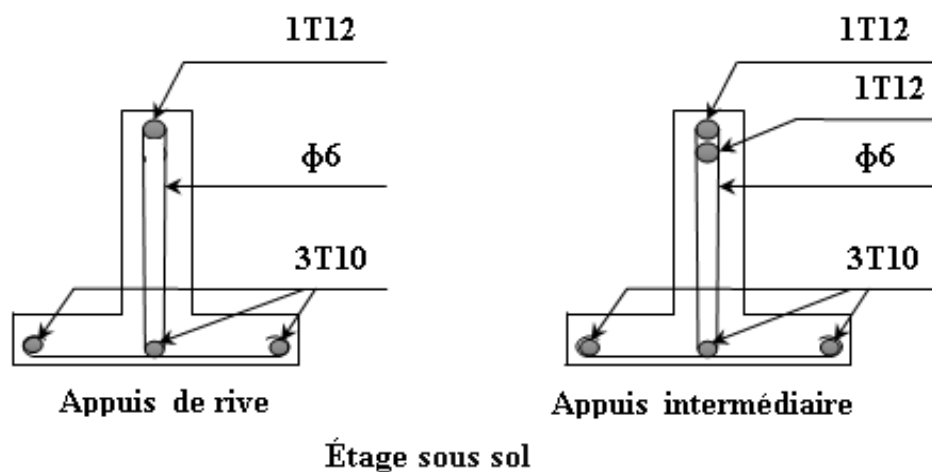
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{21}{470} = 0,0446 > 0,04 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{21}{470} = 0,044 < \frac{9,53}{15 \times 14,20} = 0,054 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18,9} = 0,010 > \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il faut calculer la flèche :

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{5,91 \times 470}{EI} = 10,65, f_{adm} = \frac{470}{200} = 23,5 \text{ mm}$$

$$0,993 \leq 24 \text{ mm}$$

**III.5. Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage de Sous-sol) :**



**III.B.Plancher de rez de chausses:**

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

1. la charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G, 5\text{kN/m}^2)$

$$G = 5.09 \text{ kN/m}^2 ; Q = 4\text{kN/m}^2$$

$$Q = 4\text{kN/m}^2 < 2G = 10.18 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

2. le rapport entre les travées successives:

Travée	E-I	I-K
Portée	4.70	4.50
Rapport	1.04	

$$0.8 \leq Li/Li+1 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

2- Poutrelles à inertie constante ( $I = Cste$ ).....Condition Vérifiée

3- Fissuration peu préjudiciable (cas de plancher étage) .....Condition Vérifiée

Puisque toutes les conditions d'applicabilité de la méthode sont vérifiées, on utilise la méthode forfaitaire.

**Sollicitation à l'E.L.U:**

▪  $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 8.37\text{kN/ml}$

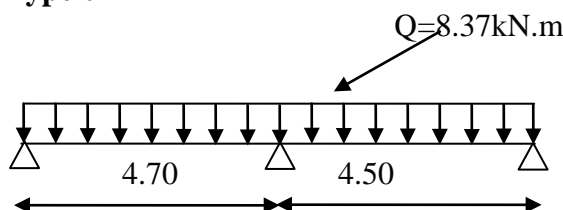
Travée de rive  $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha).M_0] - (M_w + M_e)/2 \\ M_t \geq [(1.2 + 0.3\alpha)/2].M_0 \end{array} \right.$

Travée intermédiaire  $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha).M_0] - (M_w + M_e)/2 \\ M_t \geq [(1 + 0.3\alpha)/2].M_0 \end{array} \right.$

$$\alpha = Q/(G+Q) = 4/(5.09 + 4) = 0.44$$

- $(1 + 0.3\alpha) = 1.13 > 1.05$
- $(1.2 + 0.3 \alpha)/2 = 0.566$  (travée de rive).
- $(1 + 0.3 \alpha)/2 = 0.666$  (travée intermédiaire).

**Type 02**



**Moments isostatiques**

$$M_{0EI} = Q_t \times L^2/8 = 8.37 \times (4.70)^2/8 = 23.11 \text{ kN.m}$$

$$M_{0IK} = Q_t \times L^2/8 = 8.37 \times (4.50)^2/8 = 21.19 \text{ kN.m}$$

**Moments sur appuis**

$$M_E = 0.2M_{0EI} = 4.62 \text{ kN.m}$$

$$M_I = 0.6 \text{Max} (M_{0EI}, M_{0IK}) = 13.87 \text{ kN.m}$$

$$M_K = 0.2M_{0IK} = 4.24 \text{ kN.m}$$

**Moment en travée**

- **Travée de rive (EI)**

$$1) M_t^{EI} \geq 1.13 \times 24.11 - (4.62 + 13.87)/2 = 16.91 \text{ kN.m}$$

$$2) M_t^{EI} \geq 0.666 \times M_{0EI} = 15.39 \text{ kN.m}$$

- **Travée de rive (IK)**

$$1) M_t^{IK} \geq 1.13 \times 20.26 - (13.87 + 4.24)/2 = 14.94 \text{ kN.m}$$

$$2) M_t^{IK} \geq 0.67 \times M_{0IK} = 14.12 \text{ kN.m}$$

**Effort tranchant**

$$T_w = (M_w - M_e)/L + Q_u \cdot L/2$$

$$T_e = (M_w - M_e)/L - Q_u \cdot L/2$$

- **Travée (EI)**

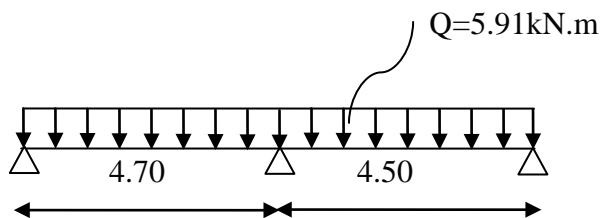
$$T_w = 17.70 \text{ kN}$$

$$T_e = -21.64 \text{ kN}$$

- **Travée (IK)**

$$T_w = 16.7 \text{ kN}$$

$$T_e = -21.0 \text{ kN}$$

**Type 02****Sollicitation à L'E.L.S**

$$q_{\text{ser}} = 5.91 \text{ kN.m}$$

**Moments isostatiques**

$$M_{0EI} = Qt.L^2/8 = 16.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{0IK} = Q_t.L^2/8 = 14.30 \text{ kN.m}$$

**Moments sur appuis**

$$M_E = 0.2M_{0EI} = 3.26 \text{ kN.m}$$

$$M_I = 0.5 \max(M_{0EI}, M_{0IK}) = 9.78 \text{ kN.m}$$

$$M_K = 0.2M_{0IK} = 2.99 \text{ kN.m}$$

**Moment en travée**

- **Travée de rive (EI)**

- 1)  $M_t^{EI} \geq 11.94 \text{ kN}$

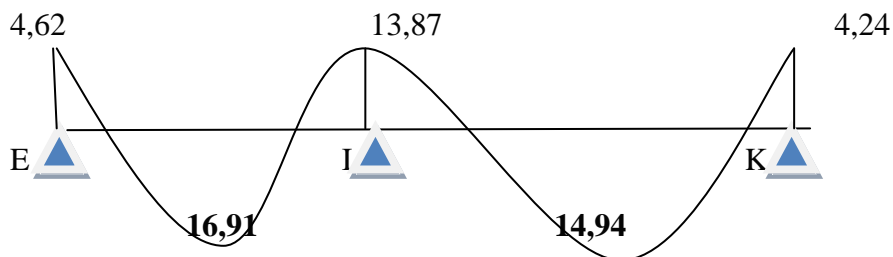
- 2)  $M_t^{EI} \geq 10.86 \text{ KN}$

- **Travée de rive (IK)**

- 1)  $M_t^{IK} \geq 10.53 \text{ KN}$

- 2)  $M_t^{IK} \geq 9.52 \text{ KN}$

**Diagramme des moments fléchissant (Kn.m)**



**Figure III.7:** Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U

**Diagramme des efforts tranchant (kN)**

**Figure III.8:** Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U

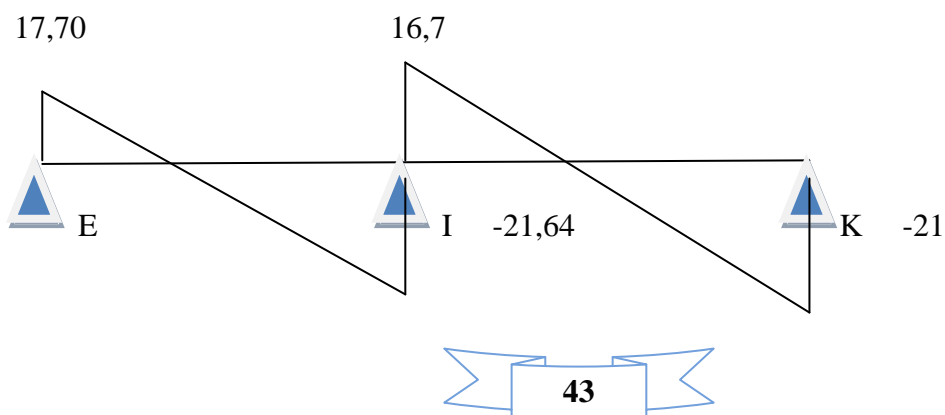


Tableau III.2. Récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	Travée	L (m)	L'E.L.U					L'E.L.S		
			M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
01	E-I	4,70	16.91	4.62	13.87	17.70	-21.64	11.94	3.26	9.78
	I-K	4.50	14.94	13.87	4.24	16.7	-21	10.53	9.78	2.99
02	B-C	3.8	3.7	2.48	6.2	12.08	-14.03	3.4	1.84	4.6
			-21.57	3.03	7.5	16.07	-17.08	3.98	2.13	5.34
	C-D	2.4	3.41	6.2	2.41	11.62	-8.46	3.41	4.6	1.7
	D-H	3.5	7.3	2.41	6.41	13.5	-15.8	10.10	1.7	4.53
	H-I	3.15	7.51	6.41	2.07	14.55	-11.8	7.51	4.53	1.47
03	C-D	2.4	5.09	1.2	3.01	7.62	-10.8	2.83	0.85	4.9
	D-F	3.65	13.09	3.01	5.58	14.57	-15.98	6.68	4.9	3.92
	F-I	2.9	5	5.58	3.52	12.84	-11.43	3.5	3.92	8.7
	I-K	4.5	5.14	3.52	8.7	14.30	-16.60	8	8.7	3.5
			6.1	2.9	10.6	14.12	-20.54	4.77	5.98	7.47
	K-L	3.8	10.6	8.7	3.02	17.39	-14.41	9.26	3.5	2.12

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax}=16.91KN.m \\ Ma\ rive = 4.62KN.m \\ Ma\ intremédiaire = 13.87KN.m \\ T_{max} = 21.64KN.m \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{a\ rive} = 3.26KN.m \\ Ma\ intermédiaire = 9.78KN.m \\ M_{tmax} = 11.94KN.m \end{array} \right.$$

### III.B.4.3. Ferrailage

#### 4.3.1. Calcul des armatures longitudinales

- 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<sub>T</sub> »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 5 \times 14,20 \times \left( 18,90 - \frac{5}{2} \right) \times 10^{-3} = 75,68kN.m$$

$$M_{t\ max} = 16,91kN.m < M_t = 75,68kN.m$$

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 :

$$M_{t \max} = 16,91 \text{ kN.m} .$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,91 \times 10^3}{65 \times (18,90)^2 \times 14,20} = 0,051 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,065 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,973 .$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} , A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,91 \times 10^3}{0,973 \times 18,90 \times 348} = 2,64 \text{ cm}^2$$

#### 4.3.2 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 :

$$V_2 = \frac{\left( b \times h_0 \times \left( h_t - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left( b_0 \times (h_t - h_0) \times \left( \frac{h_t - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left( 65 \times 5 \times \left( 21 - \frac{5}{2} \right) \right) + \left( 12 \times (21 - 1) \times \left( \frac{21 - 5}{2} \right) \right)}{(65 \times 5) + (12 \times (21 - 5))} = 14,60 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 21 - 14,60 = 6,40 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (6,40)^3 - ((65 - 12) \times (6,40 - 5)^3)}{3} + \frac{12 \times (21 - 6,40)^3}{3}$$

$$I = 18079,88 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{18079,88 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 14,60 \times 400} = 0,38 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 4,53 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,38 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

On prend : **3T12** ; ( $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ).

#### Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{13,87 \times 10^3}{12 \times 18,9^2 \times 14,20} = 0,22 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,3145 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,874.$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,87 \times 10^3}{0,874 \times 18,9 \times 348} = 2,41 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{18079,88 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 14,60 \times 400} = 0,38 \text{ m}^2$$

**Donc :**  $A_{s\text{ cal}} = 2,41 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,38 \text{ cm}^2$  ..... *Condition Vérifiée*

**On prend :** 1T12 (filante) + 1T14 (chapeau) ; ( $A_s = 2,67 \text{ cm}^2$ )

**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>.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4,62 \times 10^3}{12 \times 18,9^2 \times 14,20} = 0,075 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,098 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,960.$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,62 \times 10^3}{0,960 \times 18,90 \times 348} = 0,73 \text{ cm}^2$$

IV.7. Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{18079,88 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 14,60 \times 400} = 0,38 \text{ cm}^2$$

**Donc :**  $A_{s\text{ cal}} = 0,73 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 0,38 \text{ cm}^2$  ..... *Condition Vérifiée*

Condition vérifiée.

On prend  $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$

**On prend :** 2T12 (filante) ; ( $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ )

• **Vérification à l'E.L.S :**

Le moment dans le plancher rdc est ( $M_{t\text{ ser}} = 11,94 \text{ Kn.m}$ )

• **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.

$b = 65 \text{ cm}$ ;  $\eta = 15$ ;  $A' = 0$ ;  $A = 3,39 \text{ cm}^2$ ;  $d = 18,9 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[ (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$



$$\frac{12 \times y^2}{2} + [(65 - 12)5 + 15 \times (3.39 + 0)]y - \left[ (65 - 12) \frac{5^2}{2} + (15 \times 18,9 \times 3.39) + (15 \times 0 \times 0,2) \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 315.85y - 1623.57 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.72 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A' (y - d')^2 + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3} 4.72^3 - (65 - 12) \frac{(4.72 - 5)^3}{3} + 15 \times 0 (3.39 - 0,2)^2 + 15 \times 3.39 (18,9 - 4.72)^2$$

$$I = 12502.91 \text{ cm}^4$$

• **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11.94 \times 10^3}{12502.91} \times 4.72 = 4.50 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = 4.50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... 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 :**

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{21.64 \times 10^3}{120 \times 189} = 0,954 \text{ MPa}$$

• **Fissuration non préjudiciable**

$$\overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \overline{\tau}_u = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,954 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

• **Les armatures transversales  $A_t$  :**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L_{min}} \right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min \left( \frac{210}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right) = 6 \text{ mm}$$

On adopte :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

• **Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \\ S_t \leq \min(17,01; 40\text{cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow S_t \leq 17,01\text{cm} \text{ On Prend: } S_t = 15\text{cm}$$

• La section des armatures transversales :

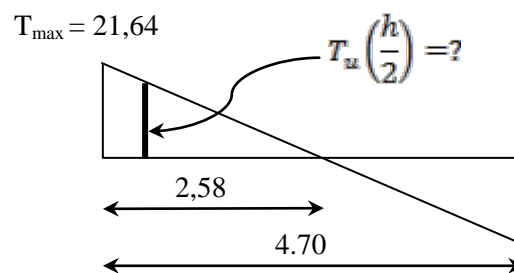
$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left( \tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{ij})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = 2,1\text{MPa} ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235\text{MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left( \frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

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 » :

$$\text{Avec : } T_{\max} = 21,64\text{KN}$$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,70}{2} + \frac{13,87 - 4,62}{8,37 \times 4,70} = 2,58\text{m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,21}{2} = 0,105\text{m}$$

$$T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{21,64 \times (2,58 - 0,105)}{2,58} = 20,75\text{kN}$$

$$\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{20,75 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} = 0,914\text{MPa}$$

$$\text{D'après (1) : } \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,914 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 0,019 \text{ cm} \quad (2)$$

- **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,055 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \times \frac{f_e}{b_0} \geq 0,4 \Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

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 :**

$$T_u = 17,70 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 13,87 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{13,87}{0,9 \times 18,9 \times 10^{-2}} = 81,54 \text{ kN}$$

$$F_u = 81,85 \text{ kN} > T_u = 21,64 \text{ kN}$$

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 :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}, \text{ Où :}$$

a : La longueur d'appui de la biellette.

**On doit avoir :**  $\overline{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 21,64 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0254m = 2,54cm$$

**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.

$$a' = 50 - 2 - 2 = 46cm$$

$$a = \min(46cm ; 17,01cm) = 17,01cm$$

a = 17,01cm > 1,80cm .....Condition vérifiée.

**• Entraînement des armatures :**

• Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ<sub>s</sub> : Coefficient de cisaillement ; ψ<sub>s</sub> = 1,5 pour H.A .

T : L'effort tranchant max ; T = 21.64 KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

μ : Périmètre d'armatures tendue ; μ = πΦ = π x 1,2= 3,77 cm.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{21,64 \times 10^3}{17,01 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 1,350MPa$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

τ<sub>ser</sub> = 1.350MPa < τ̄<sub>ser</sub> = 3,15MPa .....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 «  $r$  » :  $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$ .

• **Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

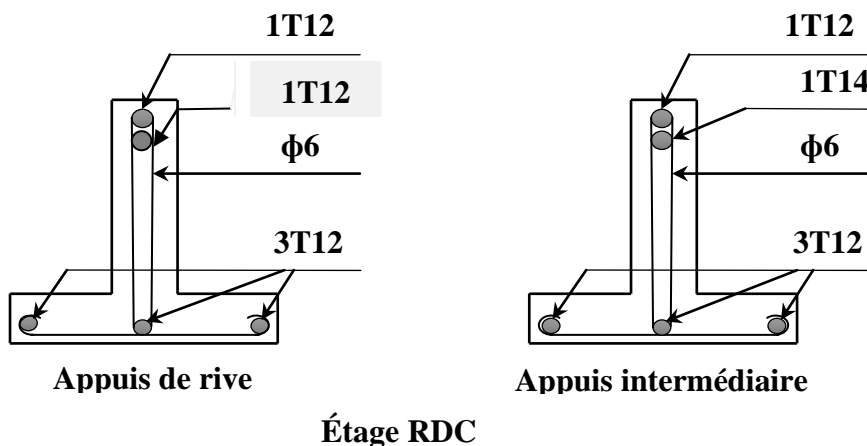
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{21}{470} = 0,0446 > 0,04 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{21}{470} = 0,044 < \frac{11,94}{15 \times 16,31} = 0,048 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18,9} = 0,010 > \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il faut calcule la flèche :

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{5,91 \times 470}{EI} = 10,65, f_{adm} = \frac{470}{200} = 23,5 \text{ mm}$$

$$10,65 \leq 24 \text{ mm}$$

**III.5. Dessin de ferrailage des poutrelles (Étage de rez de chausses) :**



**III.C : Plancher d'étage courant**

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

1- la charge d'exploitation  $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$

$$G = 5,09 \text{ kN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,18 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

2-le rapport entre les travées successives :

Travée	E-I	I-K
Portée	4.70	4.50
Rapport	1.04	

$$0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

4- Poutrelles à inertie constante ( $I=cte$ )..... Condition Vérifiée

5- Fissuration peu préjudiciable (cas de plancher étage) ..... Condition Vérifiée

Puisque toutes les conditions d'applicabilité de la méthode sont vérifiées, on utilise **la méthode forfaitaire.**

**Plancher étage courant**

**Sollicitation à l'E.L.U**

▪  $q_u = (1,35G+1,5Q) \times 0,65 = 5,93 \text{ KN/ml}$

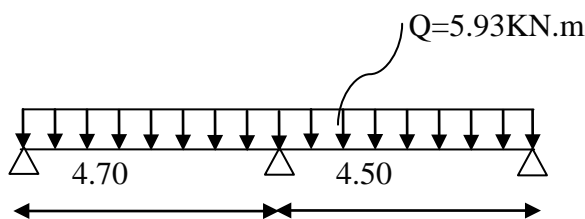
Travée de rive  $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \text{Max} [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - (M_w + M_e)/2. \\ [(1,2+0,3\alpha)/2] \cdot M_0 \end{array} \right.$

Travée intermédiaire  $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \text{Max} [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - (M_w + M_e)/2. \\ [(1+0,3\alpha)/2] \cdot M_0 \end{array} \right.$

$$\alpha = Q/(G+Q) = 1,5/(5,09+1,5) = 0,23$$

- $(1+0,3\alpha) = 1,07 > 1,05$
- $(1,2+0,3\alpha)/2 = 0,63$  (travée de rive).
- $(1+0,3\alpha)/2 = 0,53$  (travée intermédiaire).

**Type 02**



**Moments isostatiques**

$$M_{0EI} = Qt.L^2 / 8 = 5,93(4.70)^2/8 = 16.37 \text{ kN.m}$$

$$M_{0IK} = Qt.L^2/8 = 5,93 (4.50)^2/8 = 15.01 \text{ KN.m}$$

**Moments sur appuis**

$$M_E = 0,2M_{0EI} = 3.27 \text{ KN.m}$$

$$M_I = 0,6 \text{ Max} (M_{0EI}, M_{0IK}) = 9.82 \text{ KN.m}$$

$$M_K = 0,2M_{0IK} = 3.00 \text{ KN.m}$$

**Moment en travée**

- Travée de rive (EI)

$$1) Mt^{EI} \geq 1.07 \times 16.37 - (3.27 + 9.82) / 2 = 10.97 \text{ kN.m}$$

$$2) Mt^{EI} \geq 0,63 \times M_{0EI} = 10.37 \text{ kN.m}$$

- Travée de rive (IK)

$$1) Mt^{IK} \geq 1.07 \times 15.01 - (9.82 + 3.00) / 2 = 9.65 \text{ kN.m}$$

$$2) Mt^{IK} \geq 0,63 \times M_{0IK} = 9.55$$

**Effort tranchant**

$$T_w = (M_w - M_e) / L + Q_u \cdot L / 2$$

$$T_e = (M_w - M_e) / L - Q_u \cdot L / 2$$

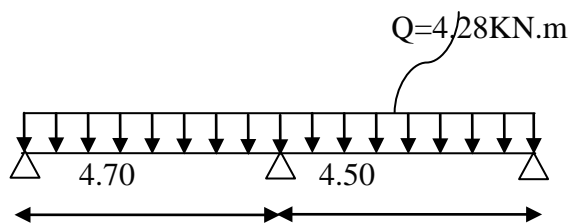
- Travée (EI)

$$\begin{cases} T_w = 12.00 \text{ KN} \\ T_e = -15.33 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée (IK)

$$\begin{cases} T_w = 14.85 \text{ KN} \\ T_e = -11.83 \text{ KN} \end{cases}$$

**Type 02**



**Sollicitation à L'E.L.S**

$$q_{ser} = 4.28 \text{ KN.m}$$

**Moments isostatiques**

$$M_{0EI} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 11.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{0IK} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 10.83 \text{ KN.m}$$

**Moments sur appuis**

$$M_E = 0,2 M_{0EI} = 2.36 \text{ KN.m}$$

$$M_I = 0,6 \max (M_{0IE}, M_{0IK}) = 7.09 \text{ KN.m}$$

$$M_K = 0,2 M_{0IK} = 2.16 \text{ KN.m}$$

**Moment en travée**

- **Travée de rive (EI)**

- 1)  $M_t^{EI} \geq 7.92 \text{ kN.m}$

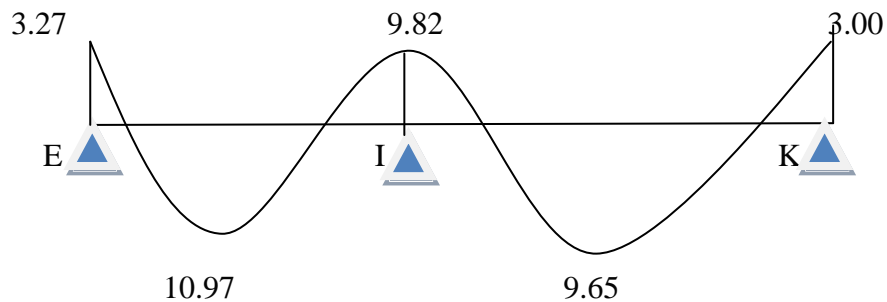
- 2)  $M_t^{EI} \geq 7.44 \text{ KN.m}$

- **Travée de rive (IK)**

- 1)  $M_t^{IK} \geq 7.00 \text{ KN.m}$

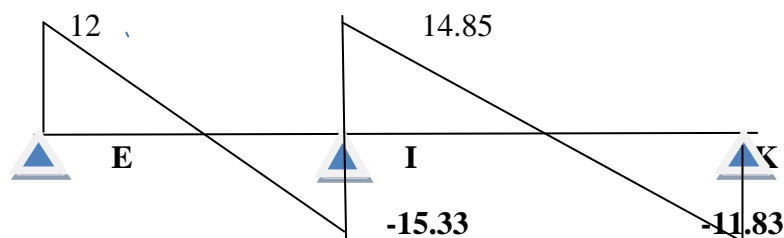
- 2)  $M_t^{IK} \geq 6.81 \text{ KN.m}$

**Diagramme des moments**



**Figure III.9:** Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U

**Diagramme des efforts tranchant**



**Figure III.10:** Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U



Tableau III.3: Récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	Travée	L (m)	L'E.L.U					L'E.L.S		
			M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
01	E-I	4,70	10.97	3.27	9.82	12	-15.33	7.92	2.36	7.09
	I-K	4.50	9.65	9.82	3.00	14.85	-11.83	7	7.09	2.16
02	B-C	3.80	4.63	2.48	6.2	12.02	-14.03	2.85	1.50	4.22
			5.64	2.14	5.53	12.16	-13.95	2.95	1.25	4.10
	C-D	2.4	2.28	6.2	1.70	8.98	-5.24	1.35	4.22	1.01
	D-H	3.5	6.59	1.70	4.54	6.3	-7.93	5.12	1.01	3.27
	H-I	3.15	4.86	4.54	1.47	10.31	-8.37	3.92	3.27	0.73
03	C-D	2.4	2.69	0.85	4.93	5.41	-8.81	2.40	0.61	3.56
	D-F	3.65	6.08	4.93	3.94	11.09	-10.54	4.91	3.56	1.79
	F-I	2.9	3.33	3.94	6.95	7.56	-9.63	2.39	1.79	6.95
	I-K	4.50	5.54	6.95	8.69	15.07	-15.84	5.54	6.95	8.69
			4.77	6	7.5	13.01	-15.67	3.17	4.33	6.2
K-L	3.8	6.77	8.69	2.14	12.92	-9.61	4.88	8.69	1.54	

**L'ELU**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax} = 13.97 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = 3.27 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 15.33 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_{a \text{ intemidiare}} = 9.82 \text{ KN.m}$$

**L'ELS**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \text{ max}} = 7.92 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = 2.36 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ intremidiare}} = 7.092 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**III.4.3.1 Ferrailage****4.3.1 Calcul des armatures longitudinales**

- **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 «  $M_T$  »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 5 \times 14,20 \times \left( 18,90 - \frac{5}{2} \right) \times 10^{-3} = 75,68 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 10,97 \text{ kN.m} < M_t = 75,68 \text{ kN.m}$$

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 :

$$M_{t \max} = 10,97 \text{ kN.m} .$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,97 \times 10^3}{65 \times (18,90)^2 \times 14,20} = 0,033 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,042 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,983 .$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,97 \times 10^3}{0,983 \times 18,90 \times 348} = 1,61 \text{ cm}^2$$

### 4.3.2 Condition de non fragilité (section en Té)

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left( b \times h_0 \times \left( h_t - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left( b_0 \times (h_t - h_0) \times \left( \frac{h_t - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left( 65 \times 5 \times \left( 21 - \frac{5}{2} \right) \right) + \left( 12 \times (21 - 5) \times \left( \frac{21 - 5}{2} \right) \right)}{(65 \times 5) + (12 \times (21 - 5))} = 14,60 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 21 - 14,60 = 6,4 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - \left( (b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3 \right)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (6,4)^3 - \left( (65 - 12) \times (6,4 - 5)^3 \right)}{3} + \frac{12 \times (21 - 6,4)^3}{3}$$

$$I = 10879,88 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{18079,88 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 14,6 \times 400} = 0,38 \text{ cm}^2 \text{ S}$$

Donc :  $A_{s\text{ cal}} = 1,61 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,38 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

On prend : **3T10** ; ( $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$ ).

**Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9,82 \times 10^3}{12 \times 18,9^2 \times 14,20} = 0,16 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,22 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,911 [ \ ] .$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,82 \times 10^3}{0,911 \times 18,9 \times 348} = 1,63 \text{ cm}^2 \lim_{x \rightarrow \infty}$$

Condition de non fragilité (section en Tté) :

$$A_{\text{min}} = \frac{18079,69 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 14,6 \times 400} = 0,38 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s\text{ cal}} = 1,63 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,38 \text{ cm}^2$  ..... 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>.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,27 \times 10^3}{12 \times 18,9^2 \times 14,20} = 0,053 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,069 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,972 .$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,27 \times 10^3}{0,972 \times 18,90 \times 348} = 0,51 \text{ cm}^2$$

IV.7. Condition de non fragilité (section en Tté) :

$$A_{\text{min}} = \frac{18079,88 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 14,6 \times 400} = 0,38 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s\text{ cal}} = 0,53 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{min}} = 0,33 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

Condition vérifiée.

On prend : **1T10 (filante)** ; ( $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$ )

• **Vérification à l'E.L.S :**

Le moment dans le plancher courant est ( $M_{t\text{ ser}} = 7,92 \text{ Kn.m}$ )

• **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.

$b=65\text{cm}$ ;  $\eta=15$ ;  $A'=0$ ;  $A=2,05\text{ cm}^2$ ;  $d=18,9\text{ cm}$ ;  $b_0=12\text{cm}$ .

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[ (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\frac{12 \times y^2}{2} + [(65 - 12)5 + 15 \times (2,36 + 0)]y - \left[ (65 - 12)\frac{5^2}{2} + (15 \times 18,9 \times 2,36) + (15 \times 0 \times 0,2) \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 300,4y - 1331,56 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,10\text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0)\frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'(y - d')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3}4,10^3 - (65 - 12)\frac{(4,10 - 5)^3}{3} + 15 \times 0(2,36 - 0,2)^2 + 15 \times 2,36(18,9 - 4,10)^2$$

$$I = 9260,18\text{ cm}^4$$

• **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7,92 \times 10^3}{9260,18} \times 4,10 = 3,50\text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,50\text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✶ **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 :**

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{15,33 \times 10^3}{120 \times 189} = 0,675\text{ MPa} \lim_{x \rightarrow \infty}$$

• **Fissuration non préjudiciable**

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{ MPa}\right) \quad \overline{\tau}_u = \min(3,33\text{ MPa}; 5\text{ MPa}) = 3,33\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,675\text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33\text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Les armatures transversales  $A_t$  :**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L_{min}}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{210}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 6mm$$

On adopte :  $\Phi_t = 6mm$

• Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d; 40cm) \\ S_t &\leq \min(17,01; 40cm) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t \leq 17,01cm \text{ On Prend: } S_t = 15cm$$

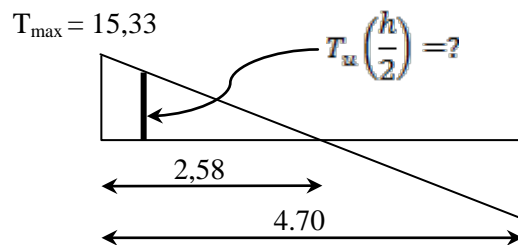
• La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{ij})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = 2,1MPa ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235MPa ; \gamma_s = 1,15$$

$$D'o\grave{u} : \tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$



On calcul la valeur de l'effort tranchant  $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$  par la 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 :  $T_{max} = 15,30 KN$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,70}{2} + \frac{9,82 - 3,27}{5,93 \times 4,70} = 2,58m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,21}{2} = 0,105m$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{15,33 \times (2,58 - 0,105)}{2,58} = 14,7 kN$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{14.70 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} = 0,647 \text{ MPa}$$

$$\text{D'après (1) : } \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,647 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 1 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

- **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,035 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{min}} \times \frac{f_e}{b_0} \geq 0,4 \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{min}} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

$$\text{On prend le max entre (2) et (3) } \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{min}} \geq 0,02 \text{ cm}$$

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

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

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 :**

$$T_u = 15,33 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 9.82 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{9.82}{0,9 \times 18,9 \times 10^{-2}} = 57.73 \text{ kN}$$

$$F_u = 57.73 \text{ kN} > T_u = 15,33 \text{ kN}$$

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 :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}, \text{ Où :}$$

a : La longueur d'appui de la bielle.

**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° donc on doit vérifier que :

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 15,33 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0190m = 1,90cm$$

**$a = \min(a'; 0,9d)$**

**a'** : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 50cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41cm$$

$$a = \min(46cm ; 17,01cm) = 17,01cm$$

$a = 17,01cm > 1,90cm$  .....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 cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H.A .

T : L'effort tranchant max ; T = 15,30 KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,77$  cm.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{15,30 \times 10^3}{17,01 \times 3,77 \times 3 \times 10^2} = 1,87 MPa$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\tau_{ser} = 1,87 MPa < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 MPa \dots\dots\dots Condition vérifiée.$$

• **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.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 MPa$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 cm$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ( $b = 30 cm$ ), on est obligés de courber les armatures d'une valeur «  $r$  » :  $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 cm$ .

• **Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

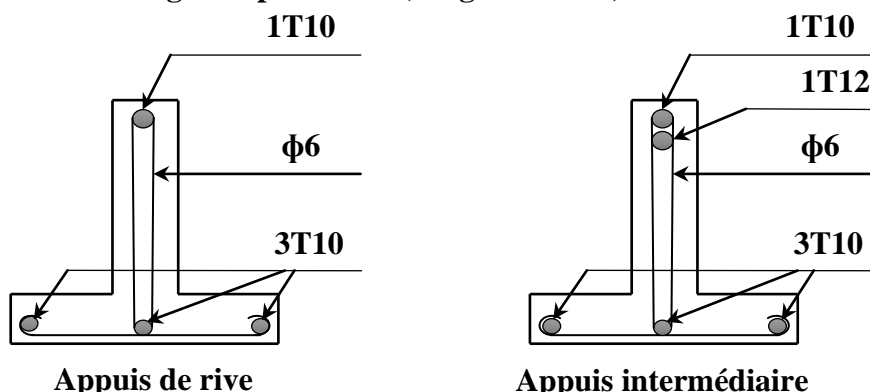
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{21}{470} = 0,0446 > 0,04 \dots\dots\dots Condition vérifiée \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{21}{470} = 0,044 < \frac{7,93}{15 \times 11,81} = 0,0447 \dots\dots\dots Condition non vérifiée \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18,9} = 0,010 > \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots Condition non vérifiée \end{array} \right.$$

Donc il faut calcule la flèche :

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{4,28 \times 470}{EI} = 9,93, f_{adm} = \frac{470}{200} = 23,5 mm$$

$$9,93 \leq 24 mm$$

**III.5 Dessin de ferrailage des poutrelles (Étage Courant) :**



Étages courants



**III.D. Plancher Terrasse**

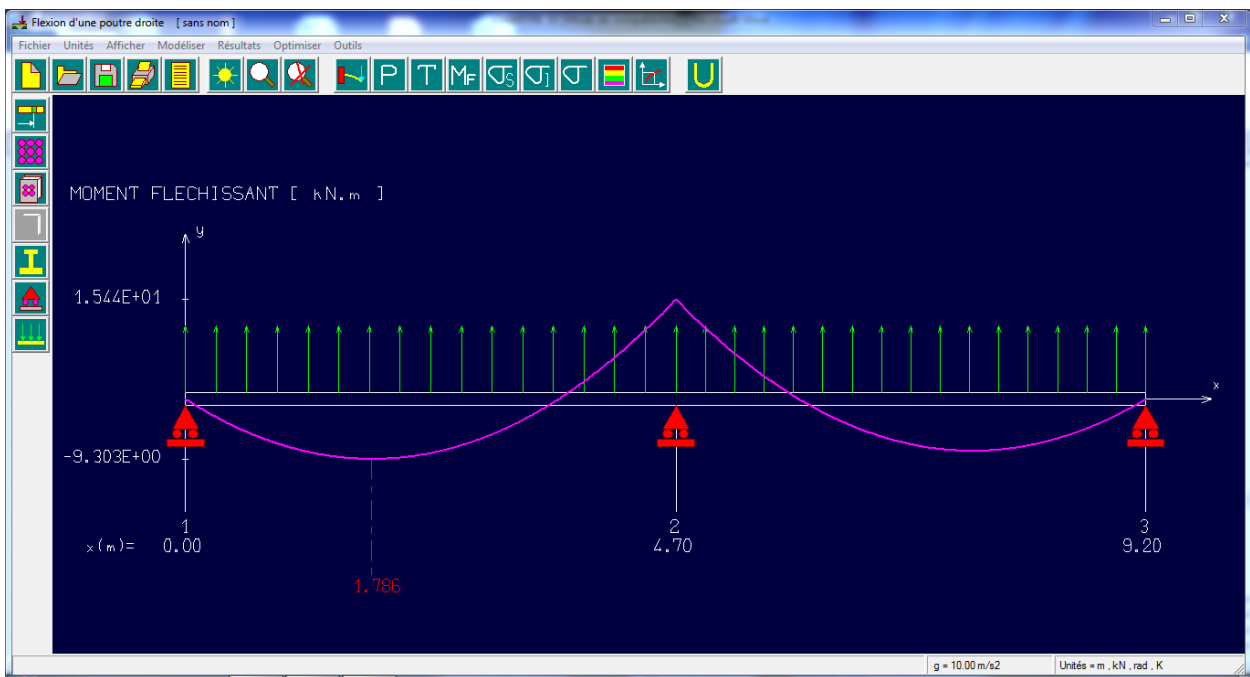
Ce plancher, situer au dernier étage de la construction est exposé à l’extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C’est pour cela que la méthode des trois moments est la plus adaptée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d’exploitation n’est pas très importante, parce que ce plancher n’a pas vocation à être accessible.

$$(M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[ \frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \quad (1)$$

les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 5,53 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = (1,35 \times 5,53 + 1,5 \times 1,00) \times 0,65 = 5,83 \text{ kN/ml} \\ Q_{ser} = 6,83 \times 0,65 = 4,24 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

La poutrelle de type 1 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les même étapes de calcul.



**Figure III.D.1** Diagramme des Moments à l’E.L.U

**A L’E.L.S**

La poutrelle de type 1 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les même étapes de calcul.

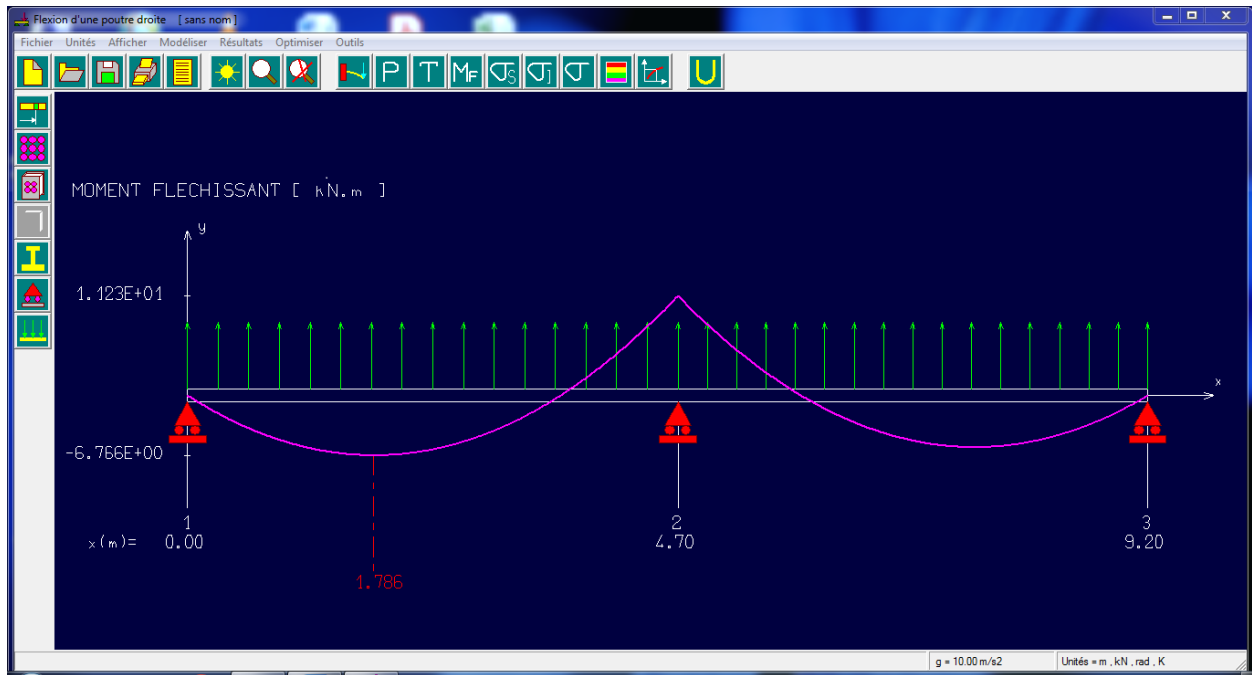


Figure III.D.2 Diagramme des Moments à l'E.L.S

Tableau III.4: Récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	Travée	L (m)	L'E.L.U					L'E.L.S		
			M <sub>t</sub> max	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
01	E-I	4,70	9.30	3.21	15.44	10.41	-16.99	6.77	2.34	11.23
	I-K	4.50		15.44	2.95	16.55	-9.69		11.23	2.14
02	B-C	3.80	7.14	2.10	7.43	9.12	-13.01	5.19	1.53	5.4
	C-D	2.40		7.43	3.34	8.7	-5.29		5.4	2.43
	D-H	3.50		3.34	7.24	9.09	-11.32		2.43	5.27
	H-I	3.15		7.24	1.44	11.48	-6.88		5.27	1.05
03	C-D	2.40	5.82	0.83	6.06	4.47	-9.52	4.23	0.61	4.4
	D-F	3.65		6.06	4.68	10.97	-10.31		4.4	3.54
	F-I	2.90		4.68	7.11	7.68	-9.23		3.54	5.17
	I-K	4.50		7.11	10.89	12.28	-13.96		5.17	7.92
	K-L	3.80		10.89	2.10	13.94	-8.21		7.92	1.53

**L'ELS:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax} = 9.30kN.m \\ Ma_{intermediaire} = 10.41 KN.m \\ Ma_{rive} = 3.21 KN.m \end{array} \right.$$

**L'ELU:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax} = 6.77kN.m \quad Ma_{rive} = 2.34kN.m \\ Ma_{intermediaire} = 11.23 KN.m \\ T_{max} = 16.99kN \end{array} \right.$$

**III.D.4.3 Ferrailage**

**4.3.1 Calcul des armatures longitudinales**

• **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 «  $M_T$  »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 5 \times 14,20 \times \left( 18,90 - \frac{5}{2} \right) \times 10^{-3} = 75,68kN.m$$

$$M_{tmax} = 9,30kN.m < M_t = 75,68kN.m$$

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  $(b \times h_t) = (65 \times 24) cm^2$  soumise à :

$$M_{tmax} = 9,30kN.m .$$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,3 \times 10^3}{65 \times (18,90)^2 \times 14,20} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,035 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,985 .$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa, A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,3 \times 10^3}{0,985 \times 18,90 \times 348} = 1,43cm^2$$

**4.3.2 Condition de non Fragilité :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left( b \times h_0 \times \left( h_t - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left( b_0 \times (h_t - h_0) \times \left( \frac{h_t - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left( 65 \times 5 \times \left( 21 - \frac{5}{2} \right) \right) + \left( 12 \times (21 - 5) \times \left( \frac{21 - 5}{2} \right) \right)}{(65 \times 5) + (12 \times (21 - 5))} = 14,6cm$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 21 - 14,6 = 6,4cm$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b-b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_1 - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (6,4)^3 - ((65-12) \times (6,4-5)^3)}{3} + \frac{12 \times (21-6,4)^3}{3}$$

$$I = 18079,88 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{18079,88 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 14,6 \times 400} = 0,38 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s\text{ cal}} = 1,42 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,38 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

On prend : **3T10** ; ( $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$ ).

**Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,44 \times 10^3}{12 \times 18,9^2 \times 14,20} = 0,253 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,372 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,850.$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,44 \times 10^3}{0,850 \times 18,9 \times 348} = 2,75 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{18079,88 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 14,6 \times 400} = 0,38 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s\text{ cal}} = 2,75 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,38 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

On prend : **1T14 (filante) + 1T14 (chapeau)** ; ( $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$ )

**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>.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,21 \times 10^3}{12 \times 18,9^2 \times 14,20} = 0,052 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,0677 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,972.$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,21 \times 10^3}{0,972 \times 18,90 \times 348} = 0,50 \text{ cm}^2$$

**IV.7. Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{18079,88 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 14,6 \times 400} = 0,38 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s\text{cal}} = 0,50\text{cm}^2 \leq A_{\text{min}} = 0,38\text{cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

Condition vérifiée.

On prend  $A_s = 0,50\text{cm}^2$

**On prend : 1T114 (filante) ; ( $A_s = 1,54\text{cm}^2$ )**

• **Vérification à l'E.L.S :**

Le moment dans le plancher terrasse est ( $M_{t\text{ser}}=6.77\text{ Kn.m}$ )

**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.

$b=65\text{cm}$ ;  $\eta=15$ ;  $A'=0$ ;  $A=2,36\text{cm}^2$ ;  $d=18,9\text{ cm}$ ;  $b_0=12\text{cm}$ .

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[ (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\frac{12 \times y^2}{2} + [(65 - 12)5 + 15 \times (2,36 + 0)]y - \left[ (65 - 12)\frac{5^2}{2} + (15 \times 18,9 \times 2,36) + (15 \times 0 \times 0,2) \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 300.4y - 1331.56 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,10\text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0)\frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'(y - d')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3}4,19^3 - (65 - 12)\frac{(4,10 - 5)^3}{3} + 15 \times 0(4,10 - 0,2)^2 + 15 \times 2,36(18,9 - 4,10)^2$$

$$I = 9260.18\text{cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{6.77 \times 10^3}{9260,18} \times 4,10 = 2.99\text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2.99\text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⚠ **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 :**

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{16.99 \times 10^3}{120 \times 189} = 0,749\text{ MPa}$$

**Fissuration non préjudiciable**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa\right) \quad \bar{\tau}_u = \min(3,33 MPa ; 5 MPa) = 3,33 MPa$$

$\tau_u = 0,749 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa$  ..... Condition vérifiée.

**Les armatures transversales  $A_t$  :**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L_{min}}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{210}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 6 mm$$

On adopte :  $\Phi_t = 6 mm$

**Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d ; 40 cm) \\ S_t &\leq \min(17,01; 40 cm) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t \leq 17,01 cm \quad \text{On Prend: } S_t = 15 cm$$

**La section des armatures transversales :**

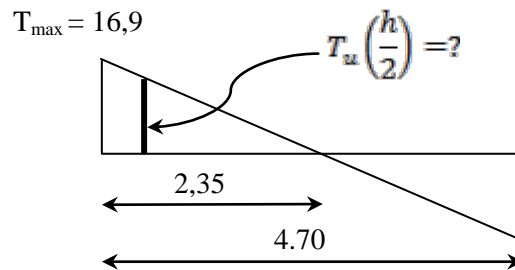
$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{ij})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$k=1$  (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = 2,1 MPa ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 MPa ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

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 :  $T_{max} = 16,99 KN$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4.70}{2} + \frac{15.44 - 3.21}{5.83 \times 4.70} = 2,35 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,21}{2} = 0,105 \text{ m}$$

$$T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{16.99 \times (2,35 - 0,105)}{2,35} = 16.2 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{16.2 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} = 0,714 \text{ MPa}$$

$$\text{D'après (1) : } \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,714 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 5.49 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,039 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \times \frac{f_e}{b_0} \geq 0,46 \Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} = \frac{0,46 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

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 :**

$$T_u = 10.41 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 15.44 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{15,44}{0,9 \times 18,9 \times 10^{-2}} = 90,70 \text{ kN}$$

$$F_u = 90,70 \text{ kN} > T_u = 15,44 \text{ kN}$$

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.

*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 :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 16,99 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0199 \text{ m} = 1,99 \text{ cm}$$

**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.

$$a' = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(46 \text{ cm} ; 17,01 \text{ cm}) = 17,01 \text{ cm}$$

a = 17,01cm > 1,99cm .....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 = 16,26 KN.



n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

μ : Périmètre d'armatures tendue ; μ = πΦ = π x 1,2 = 3,77 cm.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{10.41 \times 10^3}{17,01 \times 3,77 \times 3 \times 10^2} = 1,62 MPa$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\tau_{ser} = 1.62 MPa < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 MPa \dots\dots\dots Condition vérifiée.$$

**Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 MPa$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 cm$$

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.

**Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{21}{470} = 0,0446 > 0,044 \dots\dots\dots Condition vérifiée \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{21}{470} = 0,044 > \frac{6.77}{15 \times 11.70} = 0,038 \dots\dots\dots Condition vérifiée \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18,9} = 0,01 \leq \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots Condition non vérifiée \end{array} \right.$$

**Donc il faut calculer la flèche.**

$$E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{ij}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,195 N.m^{-2}$$

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{ser} \times L^4}{EI} \leq \overline{f_{adm}} = \frac{L}{200} \Rightarrow f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{4,24 \times 4,70^4}{EI} \leq \overline{f_{adm}} = \frac{470}{200}$$

$$f_{cal} = 9,90 mm \leq \overline{f_{adm}} = 23,5 mm \dots\dots\dots Condition vérifiée$$

**III.5 Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage Commercial) :**

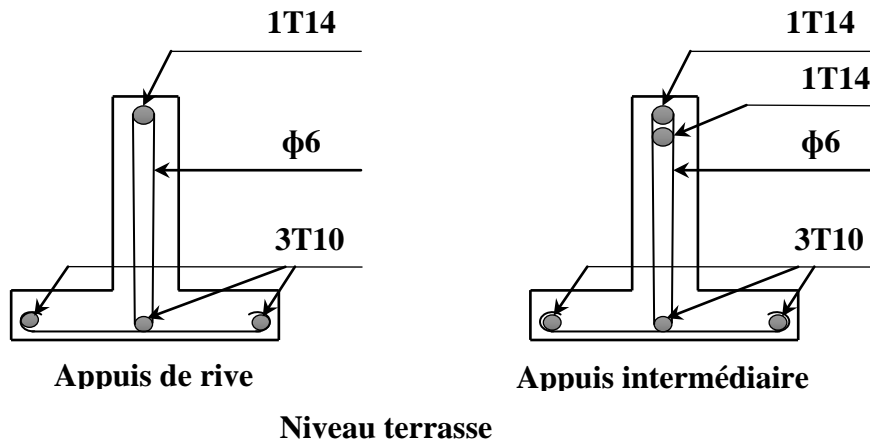


Figure III.5 : Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.

### III.5.Ferrailage de la dalle de compression

Pour le ferrailage de la dalle de compression, les conditions suivantes doivent être respectées (BAEL91) :

1) L'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5cm, et être armé d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30cm pour les armatures parallèles aux nervures.

2) Si  $A_{\perp}$  est la section des armatures perpendiculaires aux nervures en ( $cm^2/ml$ ) on doit avoir :

- $A_{\perp} \geq 200 / f_e$  : si l'entre axe des parallèles  $L_n \leq 50cm$ .
- $A_{\perp} \geq 4.L_n / f_e$  : si l'entre axe  $L_n$  est :  $50 < L_n \leq 80cm$ .

3) Si  $A_{//}$  est la section des armatures parallèles aux nervures, alors:  $A_{//} \geq A_{\perp}/2$  en  $cm^2/ml$ .

#### a. Armatures perpendiculaires aux nervures

$$50 \text{ cm} < L_n = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm.}$$

$$A_{\perp} \geq 4.L_n / f_e = (4 \times 65) / 520 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

$$f_e : \text{Limite d'élasticité (treillis soudé) } \phi 6 \Rightarrow f_e = 520 \text{ MPa.}$$


$$\text{On prend : } 5 \phi 6 / ml ; A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2 / ml ; s_t = 20 \text{ cm.}$$

#### b. Armatures parallèles aux nervures

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2 \Rightarrow A_{//} \geq 1,41/2 = 0,7 \text{ cm}^2 / ml \rightarrow 5 \phi 6 / ml.$$

$$A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2 / ml ; s_t = 20 \text{ cm.}$$

Donc on adopte un treillis soudé  $\phi 6$  de maille (200 x 200)  $mm^2$ .



*Chapitre IV:*  
*Etude des éléments non*  
*structuraux*

## IV.1. Acrotère

### 1.1. Définition ;

L'acrotère est placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse, soumis à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

#### a. Dimensions

Hauteur  $h = 70\text{cm}$

Epaisseur  $e_p = 10\text{cm}$

Le calcul se fera sur une bande de **1m** linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

### 1.2. Charges sollicitant l'acrotère

#### 1.2.1. Charge permanente et charge d'exploitation

##### a. Charge permanente

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

$$G = 25[(0,7 \times 0,10) + (0,05 \times 0,15) + 0,5(0,05 \times 0,15)] \times 1$$

$$G = 2,031 \text{ KN/m}$$

##### b. Charge d'exploitation

On prend en considération l'effet de la main courante

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

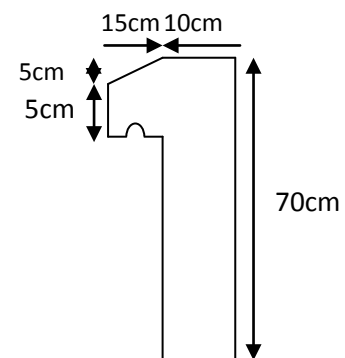


Figure IV.1: Vue de l'acrotère

#### 1.2.2. Charge aux états limites

##### a. E.L.U:

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

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 2,031 = 2,742 \text{ KN/m}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m}$$

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

##### b. E.L.S:

$$N_S = G = 2,031 \text{ KN}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m}$$

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

### 1.3. Enrobage

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

#### 1.4. Excentricité

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,05}{2,742} = 0,383 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,383 \text{ m}$$

$e_p$  : Epaisseur de l'acrotère.

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

#### 1.5. Calcul du ferrailage (E.L.U.)

##### 1.5.1. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section

$$M_u = N_U \left[ e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,742 \left[ 0,383 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 1,129 \text{ KN.m}$$

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

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,742) - 1,129 = -0,937 \text{ KN.m}$$

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

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,90 \text{ KN.m}$$

$$-0,937 < 24,90 \text{ KN.m};$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) =  $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

##### 1.5.2. Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$M_U = 1,129 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,129 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0098 = 0,01$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,688. \text{ avec: } 1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E \cdot \delta_s} = \frac{400}{2,10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0098 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,01 \rightarrow \beta = 0,995$$

##### 1.5.3. Calcul de la section d'armatures

###### a. Flexion simple

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1,129 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 9} = 0,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

###### b. Flexion composée

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,36 - \frac{2,742 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### 1.5.4. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire

##### a. Armatures principales

$$N_{ser} = N_G = 2,742 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,70 = 0,70 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,70}{2,742} = 0,26 \text{ m} = 26 \text{ cm}$$

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

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{26 - 4,05}{26 - 1,665} \times 0,23$$

$$A_{s \min} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4Φ6 p.m.;  $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ; avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

##### b. Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ; Soit : 4Φ6 p.m.

#### 1.6. Vérifications complémentaires

##### 1.6.1. Vérification des contraintes (E.L.S)

Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left( e - c + \frac{h}{2} \right) = 2,031 \times \left( 0,26 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,589 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 16,95y - 152,55 = 0 \rightarrow y = 1,59 \text{ m}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,59^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,59)^2) = 1064,68 \text{ cm}^4$$

##### 1.6.2. Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{588,9}{1064,68} \times 1,59 = 0,879 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 0,879 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ ; Condition vérifiée

##### 1.6.3. Détermination des contraintes dans l'acier tendu $\sigma_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{588,9}{1064,68} \times (9 - 1,59) = 61,47 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 61,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

#### 1.6.4. Contrainte de cisaillement

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

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

#### 1.6.5. 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 :

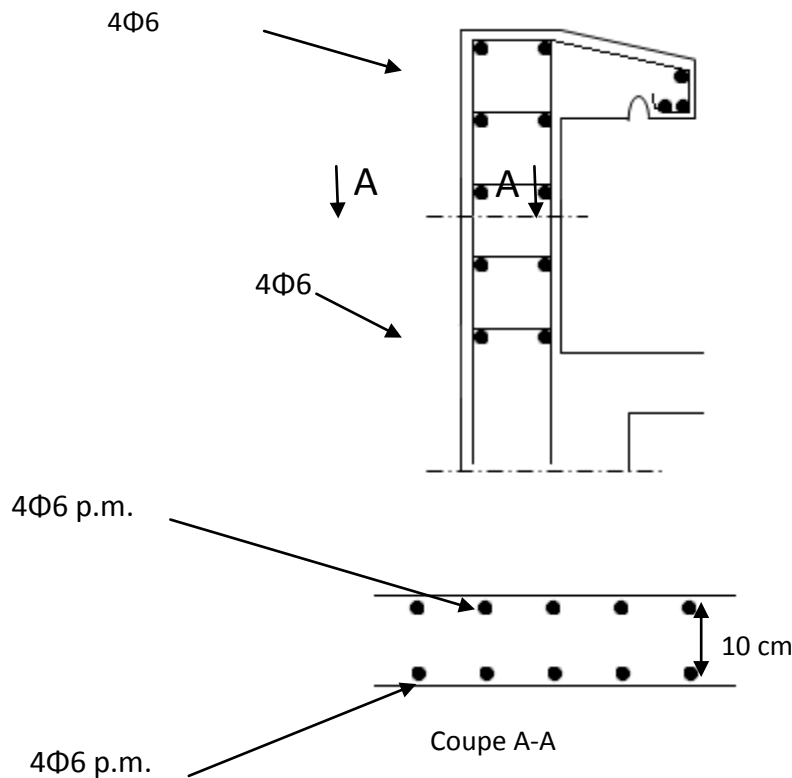
A : Coefficient d'accélération de zone **A = 0,15**

$C_p$  : Facteur de force horizontale  **$C_p = 0,8$**

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère  **$W_p = 2,031$  kN**

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

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 2,031 = 0,974 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$  ; Condition vérifiée



**Figure IV.2:** Ferrailage de l'acrotère

## IV.2. Balcons

Une installation est dite en balcon lorsqu'un élément est soutenu par une partie qui est elle-même au-dessus du vide, c'est dire sans support immédiat en dessous de l'élément en « porte-à-faux ». Dans le langage courant, une installation en porte à faux évoque un risque de déséquilibre ou de rupture si elle est trop chargée, comme elle repose sur la solidité des supports qui la retiennent et que l'ensemble de l'installation n'est pas à l'aplomb de son point d'appui.

### IV.2.1. Type 1

#### IV.2.1.1. Balcon de l'étage courant

##### a. Charges et des sollicitations

$$G = 5,09 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

##### b. Charges surfacique et linéaire

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,09) + (1,5 \times 3,5) = 12,12 \text{ KN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_u = 12,12 \times 1 \text{ m} = 12,12 \text{ KN/ml} ; \text{ charge linéaire}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,09 + 3,5 = 8,59 \text{ KN/m}^2 ; \text{ charge surfacique}$$

$$Q_{ser} = 8,59 \times 1 \text{ m} = 8,59 \text{ KN/ml} ; \text{ charge linéaire}$$

##### c. Poids propre du mur ;

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 1,5 \times 1 \text{ m} = 1,95 \text{ KN}$$



$$D'où : P_{u\ mur} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 1,95 = 2,63 \text{ KN}$$

d. Poids de l'enduit en ciment ;

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 18 \times 0,02 \times 1,5 \times 1 \text{ m} = 0,54 \text{ KN}$$

$$D'où : P_{u\ enduit} = 1,35P_{enduit} = 1,35 \times 0,54 = 0,73 \text{ KN}$$

e. Charges totales ;

$$P_u = P_{u\ mur} + P_{u\ enduit} = 2,63 + 0,73 = 3,36 \text{ KN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 1,95 + 0,54 = 2,49 \text{ KN}$$

IV.2.1.2. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_{max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,12 \times 2,07^2}{2}\right) - (3,36 \times 2,07) = -19,01 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = Q_U l + P_u = (12,12 \times 2,07) + 3,36 = 28,44 \text{ KN}$$

IV.2.1.3. Ferrailage

$$d = 0,9h = 0,9 \times 21 = 18,90 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{19,01 \times 10^3}{100 \times 18,90^2 \times 14,17} = 0,0380 > \mu_r = 0,0392$$

Donc : A' n'existe pas et  $\beta=0,981$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,01 \times 10^3}{0,981 \times 18,90 \times 348} = 2,95 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T10 et  $A_{adpt} = 3,93 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{adp} = 3,14 \text{ cm}^2$$

On prend 4T10, l'espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.2.1.4. vérifications

a. Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_s} = \frac{0,23 \times 100 \times 18,90 \times 2,10}{400} = 2,28 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{adpt} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,28 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

b. Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{28,44 \times 10}{100 \times 18,90} = 0,15 \text{ MPa}$$

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

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

1)  $\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

2) La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

## c. Contraintes d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{28,44 \times 10^3}{0,9 \times 18,90 \times 4 \times 3,77 \times 10^2} = 1,10 MPa$$

Avec:

n: Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

$\mu$ : Périmètre d'armatures tendues ;

$$\mu = 3,77 \text{ cm} ; \text{Tiré du tableau}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$\psi_s = 1 \rightarrow$  Pour les aciers lisses

$\psi_s = 1,5 \rightarrow$  Pour les aciers HA

$$\tau_{se} = 1,10 MPa < \overline{\tau_{se}} = 3,15 MPa ; \text{Condition vérifiée}$$

La vérification des contraintes à l'E.L.S. :

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser} l^2}{2} - P_{ser} l = -\frac{8,59 \times 2,07^2}{2} - (2,49 \times 2,07) = -13,24 KN.m$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 58,95 y - 1114,15 = 0 \rightarrow y = 4,16 \text{ cm}$$

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

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 4,16^3}{3} + ((15 \times 3,95)(18,90 - 4,16)^2) =$$

$$I = 3273,045 \text{ cm}^4$$

## f. Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :  $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left( (b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h} = \frac{(100 \times 21 \times 10,5) + (15 \times 3,93 \times 18,90)}{(100 \times 21) + (15 \times 3,93)}$$

$$Y_G = 10,73 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 10,73 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 10,27 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$= \frac{100 \times 10,73^3}{3} + \frac{100 \times 10,27^3}{3} + (15 \times 3,93 \times (18,90 - 10,73)^2) = 81220,93 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[ \frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{2,07^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 81220,93} \times \left[ \frac{8,59 \times 2,07}{8} \times \frac{2,49}{3} \right] = 0,062 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{207}{250} = 0,82 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,062 \text{ cm} < F_{adm} = 0,82 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée}$$

### g. Schéma du ferrailage

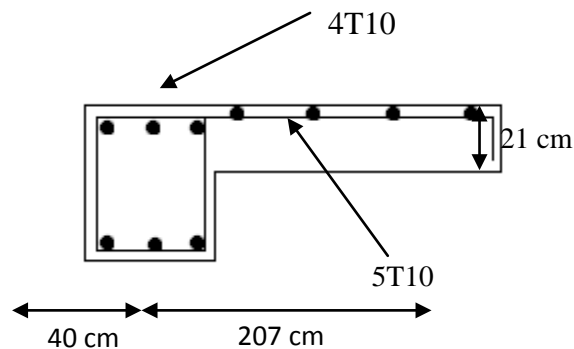


Figure IV.3: Ferrailage de balcon

### 2.1.1. Porte à faux(Terrasse)

Les mêmes procédures ont été faites pour ferrailer la porte à faux de la terrasse avec toutes les vérifications nécessaires et on a obtenu :

$$4T12 \text{ et } A_{adpt} = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ et } s_t = 25 \text{ cm}$$

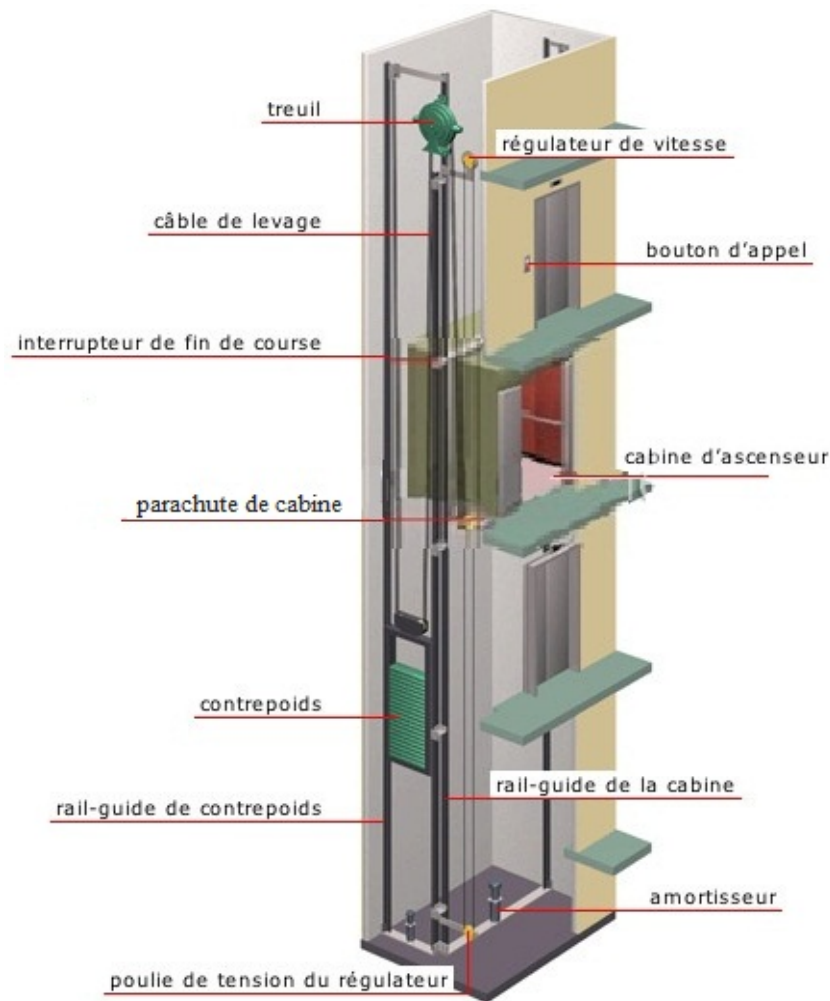
Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{adp} = 3,14 \text{ cm}^2$$

On prend 4T10, l'espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

### IV.3. Ascenseur ;

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassant cinq (05) étages, où l'usage des escaliers devient fatigant. L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, où il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine. Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes



**Figure 1V4:** Schéma d'un ascenseur

### 1. Calcul du poids des composants de l'ascenseur

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie;
- Cabine ou bien une benne;
- Un contre poids.

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

$P_m$ : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoires, câbles;

$Q$ : La charge en cabine;

$P_p$ : Le poids de contrepoids tel que:  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de:  $1.40 \times 1.40 = 1.96\text{m}^2$ . Ses dimensions selon (NFP82-22).

- Largeur de la cabine: 1.40m
- Longueur de la cabine: 1.40m

- Hauteur: 2.20m
- La largeur de passage libre: 0.8m
- La hauteur de passage libre: 2.00m
- La hauteur de la course: 31.62m
- La surface latérale:  $S = ((2 \times 1.40) + 1.40) \times 2.20 = 9.24\text{m}^2$

On prend  $h_0 = 15\text{cm}$ , comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

Poids de la cabine: $S = 9.24\text{m}^2$	$P_1 = 11.5 \times 9.24 \times 1.40 = 148.80\text{kg}$
Poids du plancher: $S = 2.10 \times 2.10 = 4.41\text{m}^2$	$P_2 = P_0 \times S = 110 \times 4.41 = 485.10\text{kg}$
Poids du toit:	$P_3 = P_{01} \times S = 20 \times 4.41 = 88.20\text{kg}$
Poids de l'arcade:	$P_4 = 60 + (80 \times 1.4) = 172\text{kg}$
Poids de parachute:	$P_5 = 40\text{kg}$
Poids des accessoires:	$P_6 = 80\text{kg}$
Poids des poulies de mouflage:	$P_7 = 2 \times 30 = 60\text{kg}$
Poids de la porte de la cabine:	$P_8 = 80 + (1.76 \times 25) = 117.5\text{kg}$

**Tableau 1:** Poids des composants de l'ascenseur

◆ Poids mort total:

$$P_m = \sum_{i=1}^{n=8} P_i = (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8) = (148.80 + 485.10 + 88.20 + 172 + 40 + 80 + 60 + 117.5) = 1191.60\text{kg}$$

◆ Contre poids:

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1191.60 + \frac{675}{2} = 1529.10\text{kg}$$

## 2. Calcul de la charge total $q_u$

### 2.1. Calcul de la charge de rupture

Selon (NFP-82-202), 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, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45$$

et

$$D = 500\text{mm} \Rightarrow d = 12.22\text{mm}$$

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.

$$\text{et: } P = Q + P_m + P_g$$

$P_g$ : Poids du câble.

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

$$\text{Donc: } C_r = C_s \times P = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1191.60) = 22399.20\text{kg}$$

$C_r$  est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{22399.20}{0.85} = 26352\text{kg}$$

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

Avec:

m: Type de mouflage (2 brins, 3 brins,...);

n: Nombre des câbles.

Pour un câble de  $d = 12.22\text{m}$  et  $m = 2$  on a:

$$C_{r(1\text{cable})} = 8152\text{kg}$$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1\text{cable})} \times m} = \frac{26352}{8152 \times 2} = 1.62$$

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

## 2.2. Calcul des poids des câbles

$$P_g = m \times n \times L$$

Avec:

m: Masse linéaire du câble,  $m = 0.515\text{kg/m}$ ;

n: Nombre des câbles,  $n = 2$ ;

L: Longueur du câble,  $L = 31.62\text{m}$

$$P_g = m \times n \times L = 0.515 \times 2 \times 31.62 = 32.57\text{kg}$$

$$P = Q + P_m + P_g = 675 + 1191.60 + 32.57 = 1899.17\text{kg}$$

## 2.3. Vérification de $C_p$

$$C_r = C_{r(1\text{cable})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0.85 = 27716.80\text{kg}$$

$$C_r = C_s \times P \rightarrow C_s = \frac{C_r}{P} = \frac{27716.80}{1899.17} = 14.59 > 12, \text{ condition vérifiée.}$$

## 2.4. Calcul de la charge permanente total G

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

$$G = P_m + P_p + P_{\text{reuil}} + P_g = 1191.60 + 1529.10 + 1200 + 32.57 = 3953.27\text{kg}$$

$$Q = 675\text{kg}$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 3953.27 + 1.5 \times 675 = 5336.92 + 1012.50 = 6349.42\text{kg}$$

### 3. Vérification de la dalle au poinçonnement

La dalle de l'ascenseur risque de se pincer 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.

$$q_u = 6349.42 \text{ kg}$$

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6349.42}{4} = 1587.36 \text{ kg}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit:

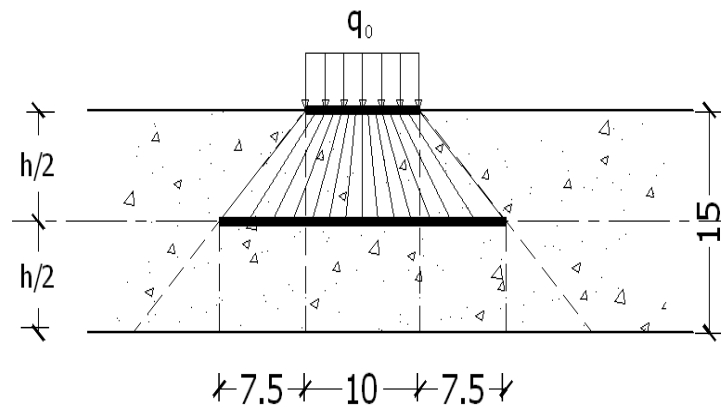
$$q_0 \leq (0.045) \cdot x(u_c) \cdot x(h_0) \cdot x\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right)$$

Avec:

$q_0$ : La charge de calcul à l'E.L.U;

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

$u_c$ : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.



**Figure IV5:** Répartition des charges

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$u_c = 2x(U + V)$$

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

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

$$u_c = 2x(U + V) = 2x(25 + 25) = 2x50 = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq (0.045) \cdot (u_c) \cdot (h_0) \cdot \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = (0.045) \cdot x(100) \cdot x(15) \cdot x\left(\frac{25 \cdot 10}{1.5}\right) = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1587.36 \text{ kg}$$

$$q_0 = 1587.36 \text{ kg} < 11250 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées

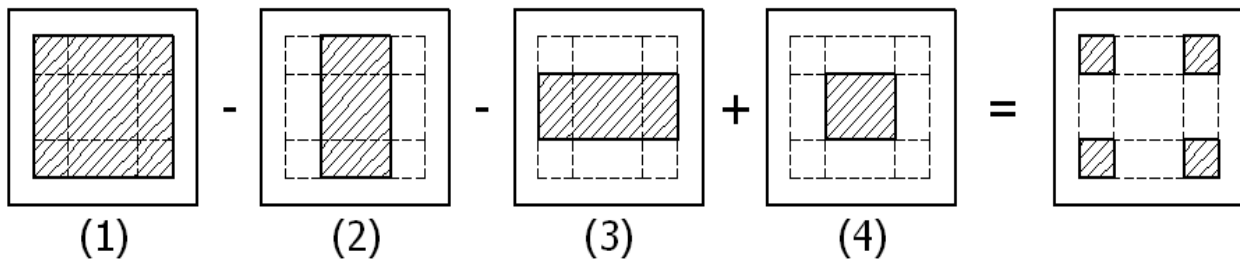
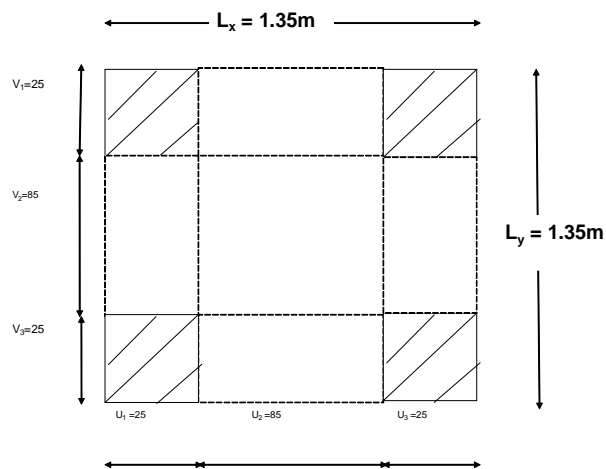


Figure IV6: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

Distances des rectangles



Rectangle (1)	Rectangle (2)	Rectangle (3)	Rectangle (4)
$\begin{cases} U = 135 \text{ cm} \\ V = 135 \text{ cm} \end{cases}$	$\begin{cases} U = 85 \text{ cm} \\ V = 135 \text{ cm} \end{cases}$	$\begin{cases} U = 135 \text{ cm} \\ V = 85 \text{ cm} \end{cases}$	$\begin{cases} U = 85 \text{ cm} \\ V = 85 \text{ cm} \end{cases}$

b. Calcul des moments suivant les deux directions

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

v: le coefficient de Poisson.

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

$$M_x = M_1.P \text{ et } M_y = M_2.P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle (25 x 25) cm<sup>2</sup> est:

$$q_u = 6349.42 \text{ kg}$$

$$P' = \frac{q_u}{u.v} = \frac{6349.42}{0.25 \times 0.25} = 101590.72 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant:  $L_x = 2.10\text{m}$  et  $L_y = 2.10\text{m}$ , ( $\alpha = L_x/L_y = 2.10/2.10 = 1.00$ )



Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	Surface [m <sup>2</sup> ]	P = P'.S [kg]	$M_x$ [kg.m]	$M_y$ [kg.m]
(1) $\begin{cases} u = 135cm \\ v = 135cm \end{cases}$	0.64	0.64	0.07	0.07	1.8225	185149.10	12960.44	12960.44
(2) $\begin{cases} u = 85cm \\ v = 135cm \end{cases}$	0.40	0.64	0.091	0.081	1.1475	116575.35	10608.36	9442.60
(3) $\begin{cases} u = 135cm \\ v = 85cm \end{cases}$	0.64	0.40	0.081	0.091	1.1475	116575.35	9442.60	10608.36
(4) $\begin{cases} u = 85cm \\ v = 85cm \end{cases}$	0.40	0.40	0.107	0.107	0.7225	73399.30	7853.73	7853.73

**Tableau 2:** Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).

**c. Moments dus aux charges concentrées**

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 12960.44 - 10608.36 - 9442.60 + 7853.73 = 763.21kg.m$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 12960.44 - 9442.6 - 10608.36 + 7853.73 = 763.21kg.m$$

**d. Moments dus aux charges réparties (poids propre)**

**1. Chargement**

$$L_x = 2.10m \text{ et } L_y = 2.10m \text{ et } h_0 = 15cm$$

$$\text{Poids propre: } G = ex\gamma_b = 0.15 \times 2500 = 375kg / m$$

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

Charge ultime:

$$q_u = 1.35xG + 1.5xQ = 1.35 \times 375 + 1.5 \times 100 = 656.25kg / m$$

**2. Sollicitations**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.10}{2.10} = 1.00 > 0.4$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens:  $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.10}{2.10} = 1.00 \\ v = 0(E.L.U) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0423 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases}$$

Donc:

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = (0.0423 \times (656.25) \times (2.10)^2) = 122.42kg.m$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = (1.00) \times (122.42) = 122.42 \text{ kg.m}$$

### d.3. Moments appliqués à la dalle

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 763.21 + 122.42 = 885.63 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 763.21 + 122.42 = 885.63 \text{ kg.m}$$

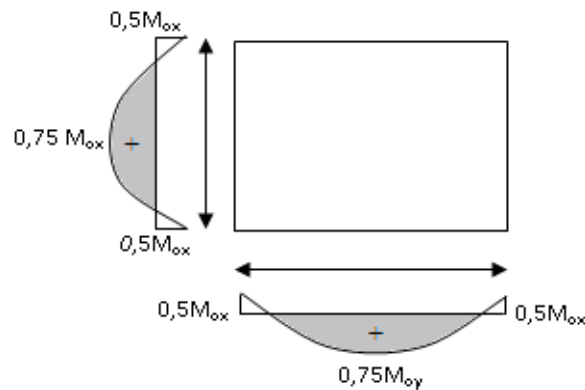


Figure IV7: Moments de la dalle.

$$M_{0x} = 885.63 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = 885.63 \text{ kg.m}$$

Les moments retenus sont:

#### En travée:

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 885.63 = 664.22 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 885.63 = 664.22 \text{ kg.m}$$

#### Sur appuis:

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 0.50 \times 885.63 = 442.82 \text{ kg.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0y} = 0.50 \times 885.63 = 442.82 \text{ kg.m}$$

## 5. Calcul du ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a:  $b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 15 \text{ cm}$ ;  $d = 13.5 \text{ cm}$ ;  $f_c = 400 \text{ MPa}$ ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ ;  $\mu_l = 0.392$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ;  $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ ;  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ ; Fissuration peu préjudiciable.

#### a. En travée:

Sens  $L_x$ :

Le moment ultime:  $M_{tx} = 664.22 \text{ kg.m} = 6642.20 \text{ N.m}$

Le moment réduit  $\mu$ :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6642.20}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.026 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a:  $\mu = 0.026 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.033$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.033 = 0.987$$

La section d'acier:

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{6642.20}{0.987 x (13.5) x 348} = 1.43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens  $L_y$ :

Le moment ultime:  $M_{ty} = 664.22 \text{ kg.m} = 6642.20 \text{ N.m}$

Le moment réduit  $\mu$ :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b x d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{6642.20}{100 x (13.5)^2 x 14.20} = 0.026 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a:  $\mu = 0.026 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.026}) = 0.033$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.033 = 0.987$$

La section d'acier:

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{6642.20}{0.987 x (13.5) x 348} = 1.43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### b. Sur appuis:

Sens  $L_x$ :

Le moment ultime:  $M_{ax} = 442.82 \text{ kg.m} = 4428.20 \text{ N.m}$

Le moment réduit  $\mu$ :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b x d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{4428.20}{100 x (13.5)^2 x 14.20} = 0.017 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a:  $\mu = 0.017 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.017}) = 0.0214$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0214 = 0.991$$

La section d'acier:

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{4428.20}{0.991 x (13.5) x 348} = 0.95 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens  $L_y$ :

Le moment ultime:  $M_{ay} = 442.82 \text{ kg.m} = 4428.20 \text{ N.m}$

Le moment réduit  $\mu$ :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b x d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{4428.20}{100 x (13.5)^2 x 14.20} = 0.017 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a:  $\mu = 0.017 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.017}) = 0.0214$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0214 = 0.991$$

La section d'acier:

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{4428.20}{0.991 x (13.5) x 348} = 0.95 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### c. Section minimale des armatures

Puisque  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ ) et  $\alpha = 1.00$ , on peut appliquer la formule suivante:

Sens  $L_y$ :

$$A_{y\min} = 8.h_0 = 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 1.43 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = 1.43 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0.95 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Sens  $L_x$ :

$$A_{x\min} = A_{y\min} \times \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) = 1.2 \times \left( \frac{3-1}{2} \right) = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1.43 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = 1.43 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0.95 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

#### d. Choix des aciers:

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}$$

En travée:

Sens  $L_x$ :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1.43 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 20 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens  $L_y$ :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1.43 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 20 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} A_{ax} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

#### e. Armatures transversal

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales:

1. La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.
2.  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{avec: } \tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0.13x f_{c28}; 5MPa)$$

$$V_{tot} = V_x + V_v; \text{ sens } L_x$$

$$V_{tot} = V_y + V_u; \text{ sens } L_y$$

$V_x$  et  $V_y$ : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

$V_v$  et  $V_u$ : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

On calcule  $V_x$  et  $V_y$ :

$$q_u = 1.35xG + 1.5xQ = 1.35x375 + 1.5x100 = 656.25kg / m$$

$$\alpha = 1.00 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \cdot \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656.25x \frac{2.10}{2} x \frac{1}{1 + \frac{1}{1.5}} = 656.25x1.05x \frac{1}{1.5} = 459.37N = 0.45937 \cong 0.460kN$$

$$V_y = 656.25x \frac{2.10}{3} = 459.37N = 0.45937 \cong 0.460kN$$

On calcul  $V_v$  et  $V_u$ :  $q_u = 6349.42kg$

$$q_u = 6349.42kg = 6349.42x10 = 63494.20N$$

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{63494.20}{2x0.25 + 0.25} = 84658.93N \cong 84.66kN$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{63494.20}{3x0.25} = 84658.93N \cong 84.66kN$$

$V_v = V_u$  parce que  $u = v$

Donc:

Sens  $L_x$ :

$$V_{tot} = V_x + V_v = 0.3063 + 84.66 = 84.966 \cong 84.97kN$$

Sens  $L_y$ :

$$V_{tot} = V_y + V_u = 0.3063 + 84.66 = 84.966 \cong 84.97kN$$

et

$$V_{tot} = \max(V_{totx}; V_{toty}) = 84.97kN$$

Donc on a:

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{bxd} = \frac{84.97x10^3}{1000x135} = 0.63MPa$$

$$15cm \leq h_0 = 15cm \leq 30cm ;$$

On vérifié que:

$$\overline{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} . \min(0.13x f_{c28}, 5MPa) = \frac{10x0.15}{3} . \min(0.13x25; 5MPa) = 0.5x(3.25; 5MPa) =$$

$$0.5x3.25 = 1.625MPa \cong 1.63MPa$$

$$\tau_u = 0.63MPa < \overline{\tau}_u = 1.63MPa . \text{ La condition est vérifiée.}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## 6. Vérification à l'E.L.S

### a. Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu.M_2) x P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu.M_1) x P'_{ser} \end{cases}$$

$$\text{avec : } \nu = 0.2(E.L.S)$$

$$P'_{ser} = q_{ser} x S' = \frac{P_{aser}}{uxv} x S'$$

$$G = 3953.27kg$$

$$Q = 675kg$$

$$P_{aser} = \frac{1}{4} x (G + Q) = \frac{1}{4} x (3953.27 + 675) = 1157.07kg$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{(u)x(v)} = \frac{1157.07}{0.25x0.25} = 18513.12kg / m^2$$

$$P'_{ser} = q_{ser} x S' = 18513.12 x S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant:  $L_x = 2.10m$  et  $L_y = 2.10m$

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu.M_2) x P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu.M_1) x P'_{ser} \end{cases}$$

$$\text{avec : } \nu = 0.2(E.L.S)$$

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	Surface [m <sup>2</sup> ]	$P'_{ser}$ [kg]	$M_{0x}$ [kg.m]	$M_{0y}$ [kg.m]
(1) $\begin{cases} u = 135cm \\ v = 135cm \end{cases}$	0.64	0.64	0.07	0.07	1.8225	33740.16	2834.17	2834.17
(2) $\begin{cases} u = 85cm \\ v = 135cm \end{cases}$	0.40	0.64	0.091	0.081	1.1475	21243.81	2277.34	2107.38
(3) $\begin{cases} u = 135cm \\ v = 85cm \end{cases}$	0.64	0.40	0.081	0.091	1.1475	21243.81	2107.38	2277.34
(4) $\begin{cases} u = 85cm \\ v = 85cm \end{cases}$	0.40	0.40	0.107	0.107	0.7225	13375.73	1717.44	1717.44

**Tableau 3:** Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S)**b. Moments dus aux charges concentrées**

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 2834.17 - 2107.38 - 2277.34 + 1717.44 = 166.89 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 2834.17 - 2107.38 - 2277.34 + 1717.44 = 166.89 \text{ kg.m}$$

**c. Moments dus aux charges réparties (poids propre)****♦ Chargement**

$$L_x = 2.10\text{m et } L_y = 2.10\text{m et } h_0 = 15\text{cm}$$

$$\text{Poids propre: } G = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$$

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

$$\text{Charge ultime: } q_{ser} = G + Q = 375 + 100 = 475 \text{ kg / m}$$

Moments dus aux charges réparties (E.L.S)

$$\text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens: } \begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.10}{2.10} = 1.00 \\ \nu = 0.2 \text{ (E.L.S)} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0423 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases}$$

Donc:

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = (0.0423) \times (475) \times (2.10)^2 = 88.61 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = (1.00) \times (88.61) = 88.61 \text{ kg.m}$$

Moments appliqués au centre d'impact du rectangle:

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 166.89 + 88.61 = 255.50 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 166.89 + 88.61 = 255.50 \text{ kg.m}$$

Les moments retenus sont:

**En travée:**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 255.50 = 191.63 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 255.50 = 191.63 \text{ kg.m}$$

**Sur appuis:**

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 0.50 \times 255.50 = 127.75 \text{ kg.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0y} = 0.50 \times 255.50 = 127.75 \text{ kg.m}$$

**7. Vérification des contraintes dans le béton**Suivant  $L_x$ :

**a. En travée**

$$M_{tx} = 191.63 \text{ kg.m} = 1916.30 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{1916.30}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0074 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0074 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0074}) = 0.0093$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0093 = 0.996$$

La section d'acier:

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta dx \sigma_s} = \frac{1916.30}{0.996x(13.5)x348} = 0.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**a.1. Position de l'axe neutre**

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2}.y^2 + \eta.A'_s.(y-d) - \eta.A_s.(d-y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2}.y^2 - 15x3.93(13.5-y) = 0 \Rightarrow 50.y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

**a.2. Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}.y^3 + \eta.A_s.(d-y)^2 = \frac{100}{3}.(3.44)^3 + 15x3.93(13.5-3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

**a.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$** 

$$\sigma_{bc} = K.y = \frac{M_{serv}}{I}.y = \frac{1916.30}{7322.87}x(3.44) = 0.90 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 0.6x25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

**b. Sur appuis**

$$M_{ax} = 127.75 \text{ kg.m} = 1277.50 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{1277.50}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0049 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0049 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0049}) = 0.0061$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0061 = 0.997$$

La section d'acier:

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta dx \sigma_s} = \frac{1277.50}{0.997x(13.5)x348} = 0.27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**b.1. Position de l'axe neutre**

$$A_{ax} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2}.y^2 + \eta.A'_s.(y-d) - \eta.A_s.(d-y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2}.y^2 - 15x3.93(13.5-y) = 0 \Rightarrow 50.y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

**a.2. Moment d'inertie**



$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \times 3.93 (13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

### a.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{serx}}{I} \cdot y = \frac{1277.50}{7322.87} \times (3.44) = 0.60 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

Suivant  $L_y$ :

#### a. En travée:

$$M_{ty} = 191.63 \text{ kg.m} = 1916.30 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b x d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{1916.30}{100 x (13.5)^2 x 14.20} = 0.0074 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0074 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0074}) = 0.0093$$

$$\beta = 1 - 0.4 x \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0093 = 0.996$$

La section d'acier:

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{1916.30}{0.996 x (13.5) x 348} = 0.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### a.1. Position de l'axe neutre:

$$A_{tx} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15 \times 3.93 (13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95 y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

#### a.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \times 3.93 (13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

### a.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{sery}}{I} \cdot y = \frac{1916.30}{7322.87} \times (3.44) = 0.90 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

#### b. Sur appuis

$$M_{ay} = 127.75 \text{ kg.m} = 1277.50 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b x d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{1277.50}{100 x (13.5)^2 x 14.20} = 0.0049 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0049 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0049}) = 0.0061$$

$$\beta = 1 - 0.4 x \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0061 = 0.997$$

La section d'acier:

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{1277.50}{0.997 x (13.5) x 348} = 0.27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### a.1. Position de l'axe neutre:

$$A_{tx} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15 \cdot 3.93 (13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95 y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

### a.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \cdot 3.93 (13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

### a.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{sery}}{I} \cdot y = \frac{1277.50}{7322.87} x (3.44) = 0.60 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 x f_{c28} = 0.6 x 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

## 8. Disposition du ferrailage

### a. Arrêt des barres

La longueur de scellement  $L_s$  est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a:

$$f_c = 400 \text{ MPa} \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

### b. 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.

### c. Arrêt des barres sur appuis

$$M_{ax} = 127.75 \text{ kg.m} = 1277.50 \text{ N.m}$$

$$M_{0x} = 255.50 \text{ kg.m} = 2555 \text{ N.m}$$

$$L_1 = \max \left( L_s; \frac{1}{4} \left( 0.3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) \cdot L_x \right) = \max \left( 40 \text{ cm}; \frac{1}{4} \left( 0.3 + \frac{1277.50}{2555} \right) x 210 \right) = \max(40 \text{ cm}; 42 \text{ cm}) = 42 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left( L_s; \frac{L_1}{2} \right) = \max \left( 40 \text{ cm}; \frac{42}{2} \right) = \max(40 \text{ cm}; 21 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

### d. 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:

$$\frac{L_x}{10} = \frac{210}{10} = 21cm$$

### e. Armatures finales

Suivant  $L_x$ :

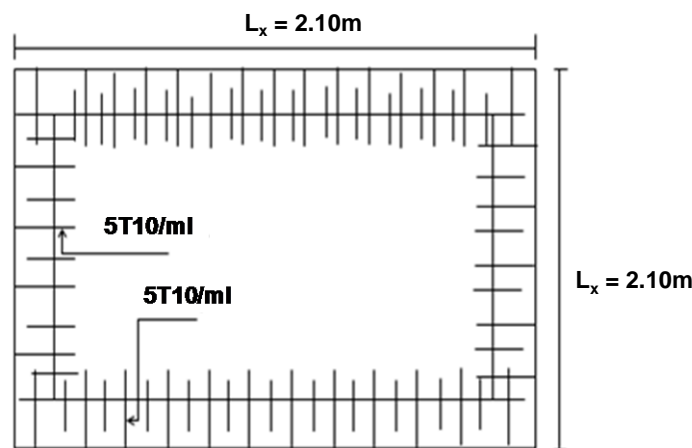
$$A_{tx} = 3.93cm/ml \text{ Soit } 5T10/ml, \text{ avec: } S_t = 20cm$$

$$A_{ax} = 3.93cm/ml \text{ Soit } 5T10/ml, \text{ avec: } S_t = 20cm$$

Suivant  $L_y$ :

$$A_{ty} = 3.93cm/ml \text{ Soit } 5T10/ml, \text{ avec: } S_t = 20cm$$

$$A_{ay} = 3.93cm/ml \text{ Soit } 5T10/ml, \text{ avec: } S_t = 20cm$$



**Figure IV8:** Ferrailage de la dalle de l'ascenseur

### 9. Voile de la cage d'ascenseur

D'après le R.P.A 99/2003, l'épaisseur du voile doit être:  $e \geq 15cm$

On adopte une épaisseur  $e = 15cm$

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par:

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h = 0.1\% \times 100 \times 15 = 1.5cm^2 / ml$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10/ml soit:  $A_{adop} = 3.93cm/ml$ ; avec:  $S_t = 20cm$

## IV.4. Les escaliers :

### 4.1. Définition :

Les escaliers sont une partie du gros œuvre qui fait communiquer entre eux les différents niveaux d'un immeuble. A la différence d'un incliné (rampe de garage, par exemple), l'escalier est composé de plans horizontaux et verticaux successifs : marches, contremarche et paliers.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence des pas ou une régularité dans son exécution, cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron :

$2h + g = p$  ; avec  $p$  : l'amplitude du pas.

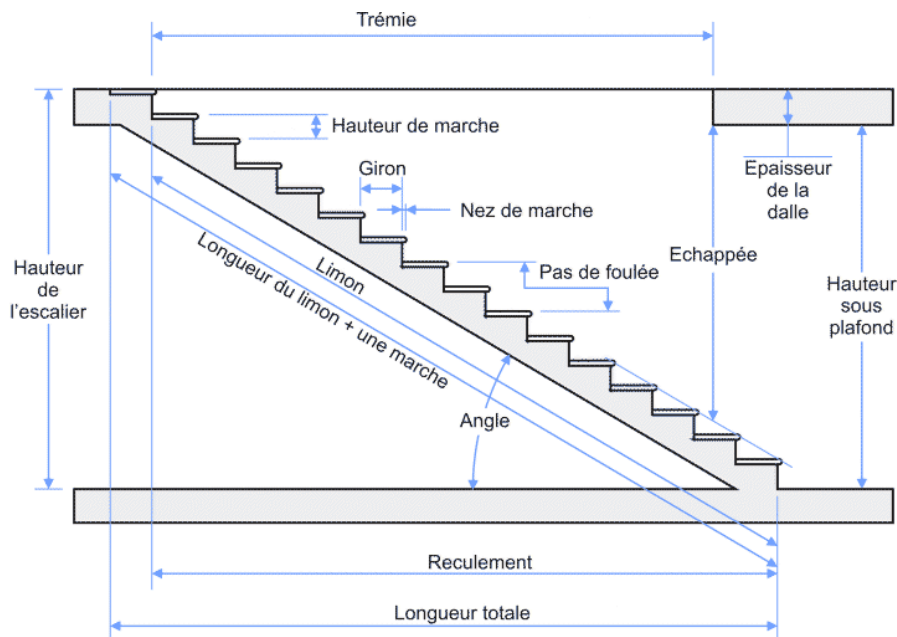


Figure IV.9 : Coupe descriptive d'un escalier.

4.2. Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a :  $h = \frac{H}{n}$  et  $g = \frac{L}{n-1}$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left( \frac{L}{n-1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

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

Avec :  $m = 64 \text{ cm}$ ,  $H = 153 \text{ cm}$  et  $L = 210 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient :

$$64n^2 - 583n + 306 = 0$$

La solution de l'équation est :  $n = 9$  (nombre de contre marche)

Donc :

$$n - 1 = 7$$
 (nombre de marche)

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

a) Epaisseur de la volée ( $e_v$ ) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{210}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{210}{20 \times 0,87} \rightarrow$$

$$8,04 \leq e_v \leq 12,06$$

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

b) Epaisseur du palier ( $e_p$ ):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

**4.3.Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :**

a) Volée :

Revêtement en carrelage horizontal (2 cm) : ..... 2 X 0,20 = 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : ..... 2 X 0,20 = 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Lit de sable (2 cm) : ..... 2 X 0,18 = 0,36 kN/m<sup>2</sup>

Revêtement en carrelage vertical ( $ep \times 0,20 \times h / g$ )... ..... = 0,23 kN/m<sup>2</sup>

Mortier de ciment vertical ( $ep \times 0,20 \times h / g$ ) (2 cm) : ..... = 0,23 kN/m<sup>2</sup>

Poids propre de la paillasse ( $e_v \times 0,25 / \cos \alpha$ ) : ..... = 3,45 kN/m<sup>2</sup>

Poids propre des marches ( $0,22 \times \frac{h}{2}$ ) : ..... = 1,87 kN/m<sup>2</sup>

Garde-corps : ..... = 0,10 kN/m<sup>2</sup>

Enduit en plâtre (2 cm) : ..... = (2 X 0,10)/0,87 = 0,23 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 7,27 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_{ux} = 13,56 \text{ kN/m}^2 \text{ et } q_{ser} = 9,77 \text{ kN/m}^2$$

b) Palier :

Revêtement en carrelage (2 cm) : ..... 2 X 0,20 = 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : ..... 2 X 0,20 = 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Lit de sable (2 cm) : ..... 2 X 0,18 = 0,36 kN/m<sup>2</sup>

Enduit en plâtre (2 cm) : ..... 2 X 0,10 = 0,20 kN/m<sup>2</sup>

Poids propre du palier ( $ep \times 0,25$ ) : ..... = 3,5 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 4,86 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_{ux} = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 10,31 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 7,36 \text{ kN/m}^2$$

**Les charges appliqués ;**

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	7,27	2,5
Palier	4,86	2,5

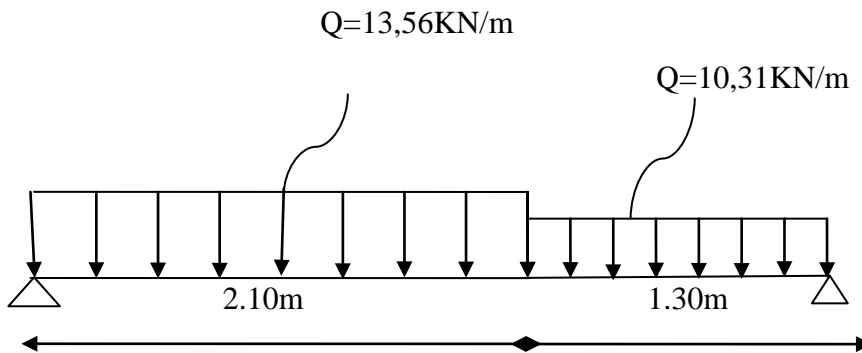
Les combinaison traction ;

	Paillasse (KN/ml)	Palier (KN/ml)
Paillasse	10,31	13,56

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = 0,32 = 32\% > 10\% \quad \text{On garde les chéma statique réel.}$$

4.4. Calculer du moment fléchissant et l'effort tranchant max à l'ELU et L'ELS :



**-Résultats obtenus :****ELU :**

$R_a = 22.24 \text{ KN}$

$R_b = 19.63 \text{ KN}$

$T_{\max} = 21.08 \text{ KN}$

$M_{o\max} = 12.06 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.85 M_o = 10.25 \text{ KN.m}$

$M_a = 0.4 M_o = 4.82 \text{ KN.m}$

**ELS :**

$R_a = 16.01 \text{ KN}$

$R_b = 14.07 \text{ KN}$

$T_{\max} = 15.05 \text{ KN}$

$M_{o\max} = 8.63 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.85 M_o = 7.33 \text{ KN.m}$

$M_a = 0.4 M_o = 3.45 \text{ KN.m}$

**1. Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :**

$$\text{On a : } M_{\max} = 12.06 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 10.25 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 4.82 \text{ kN.m}$$

**4.5 Ferrailage de l'escalier :****a) En travée (volé) :**

Le moment ultime :

$$M_t = 10.25 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 12,6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10.25 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14,20} = 0,062 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,968$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.25 \times 10^3}{0,977 \times 10.8 \times 348} = 2.82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T12 avec :  $A_{adm} = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 20 \text{ cm}$ 

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T10 avec :  $A_{adm} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 20 \text{ cm}$ **b) Sur appuis (palier) :**

Le moment ultime :

$$M_a = 4.82 \text{ kN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 0,9h = 12.6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4.82 \times 10^3}{100 \times 12.6^2 \times 14,20} = 0,021 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,989$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.82 \times 10^3}{0,989 \times 12.6 \times 348} = 1.11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T10 avec :  $A_{adm} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T10 avec :  $A_{adm} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 20 \text{ cm}$

#### 4.6 .Le vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12,6 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2,82 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; Condition vérifiée.

b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{21.08 \times 10}{100 \times 12.6} = 0,16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée.

c) Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left( T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( (21.08 \times 10^{-3}) + \frac{4.82 \times 10^{-3}}{0,9 \times 12.6 \times 10^{-2}} \right) = 1.82 \text{ cm}^2$$

$A_{adm} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.82 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

#### 4.6.1. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$M_{tmax} = 8.63 \text{ kN.m}$  ; Ontenue par RDM

$M_{tser} = 0,85 \times M_{tmax} = 7.33 \text{ kN.m}$

$M_{a ser} = 0,4 \times M_{tmax} = 3.45 \text{ kN.m}$

• En travée :

$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 84.75y - 915.3 = 0 \rightarrow y = 4.86 \text{ cm}$$

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



b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4.86^3}{3} + (15 \times 5.65)(10.8 - 4.86)^2 = 6816.66 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7.33 \times 10^3}{6816.66} \times 4.86 = 5.22 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 5.22 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur appuis :**

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47.1y - 593.46 = 0 \rightarrow y = 3.98 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3.98^3}{3} + (15 \times 3.14)(12.6 - 3.98)^2 = 5601.23 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3.45 \times 10^3}{5601.23} \times 3.98 = 2.45 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 2.45 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

#### 4.6.2 Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{14}{210} = 0,066 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_s} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 12,6} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0044 < 0,005 ; \text{Condition vérifiée.}$$

#### 4.7 .Etude de la poutre palière :

##### 4.7.1. Dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{210}{15} \leq h \leq \frac{210}{10} \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq h \leq 21 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 21 \text{ cm}$  donc  $d = 0,9h = 18.9 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 5,7\text{ cm} \leq b \leq 7,6\text{ cm}$$

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

Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003 :

$$h = 30\text{ cm} > 30\text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} ;$$

$$b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} ;$$

$$\frac{h}{b} = 1 < 4 ; \text{Condition vérifiée.}$$

#### 4.7.2 Charges supportées par la poutre :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25\text{ kN/m}$$

$$\text{Poids du mur situé sur la poutre : } G_m = 9 \times 0,15 \times 1,53 = 2,07\text{ kN/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 2,5\text{ kN/m}$$

$$G_{\text{paillasse}} / 2 = 7,27 / 2 = 3,64\text{ kN/m.}$$

$$G_{\text{palier}} = 4,86\text{ kN/m.}$$

$$Q_{ux} = (1,35 \times (2,25 + 2,07 + 3,64 + 4,86)) + (1,5 \times 2,50) = 21,06\text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 2,25 + 2,07 + 2,50 + 8,5 = 15,32\text{ kN/m}$$

#### 4.7.3 .Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_{ux} \times l^2}{8} = \frac{21,06 \times 1,30^2}{8} = 4,44\text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 3,77\text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 1,77\text{ kN.m}$$

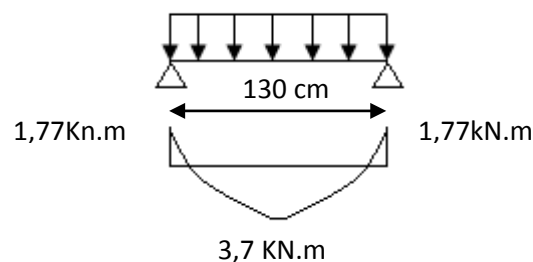


Figure IV. 10: Diagramme des moments que subit la poutre palière.

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

$$\text{On a : } b = 30\text{ cm} ; h = 30\text{ cm} ; d = 0,9h = 21\text{ cm}$$

- En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 3,77\text{ kN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_{ux}$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,77 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,20} = 0,012 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,994$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,77 \times 10^3}{0,994 \times 21 \times 348} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T12 avec :  $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 8,85 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,77 \times 10^3}{30 \times 21^2 \times 14,20} = 0,0094 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,995$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,77 \times 10^3}{0,995 \times 21 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T12 avec :  $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

#### 4.7.5. Les vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_s} = \frac{0,23 \times 30 \times 21 \times 2,1}{400} = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 0,76 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{Condition vérifiée.}$$

##### 4.7.5.1 .Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$Q_{SER} = 15,32 \text{ kN/m}$$

$$M_{SER} = 3,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{tSER} = 0,85 \times M_{SER} = 2,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{aSER} = 0,4 \times M_{SER} = 1,32 \text{ kN.m}$$

- En travée :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 50,85y - 1067,85 = 0 \rightarrow y = 6,9 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 6,9}{3} + (15 \times 3,39)(21 - 6,9)^2 = 10178,48 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3,23 \times 10^3}{10178,48} \times 6,9 = 2,18 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 2,18 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

- Sur appuis :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

d) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{15,32 \times 1,3}{2} = 9,295 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{9,95 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,21} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

#### 4.7.6. Ferrailage des armatures transversales :

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 8,57 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b) L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 21 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_l \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,075 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,3 \times 30}{235} = 0,04 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,21 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,07 \text{ cm} \quad (2)$$

On prend le max (1) et (2)  $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,04S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0,60 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

Donc on prend :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  soit 4T8

d) L'ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6\psi^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit  $l_s$  :

$$l_s = \frac{\Phi_l f_s}{4\tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à :  $r = 5,5\Phi_l = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left( c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,7 + 7,7) = 15,60 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 15,60}{1,87} = 9,05 \text{ cm}$$

e) Calcul de la flèche :

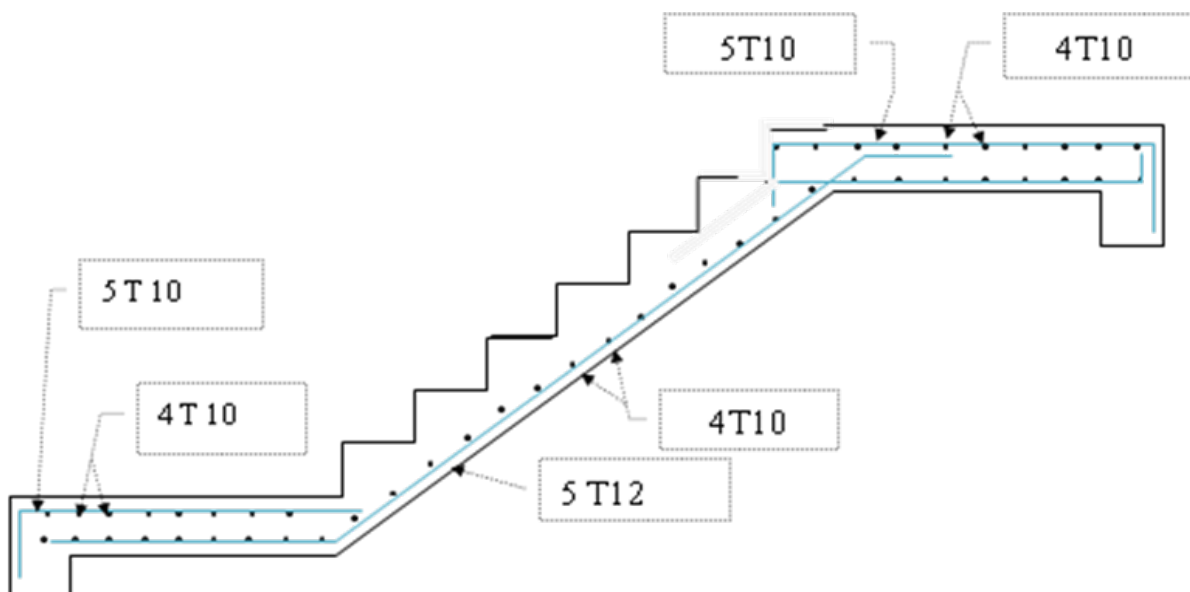
$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{210} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,19 > 0,06 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

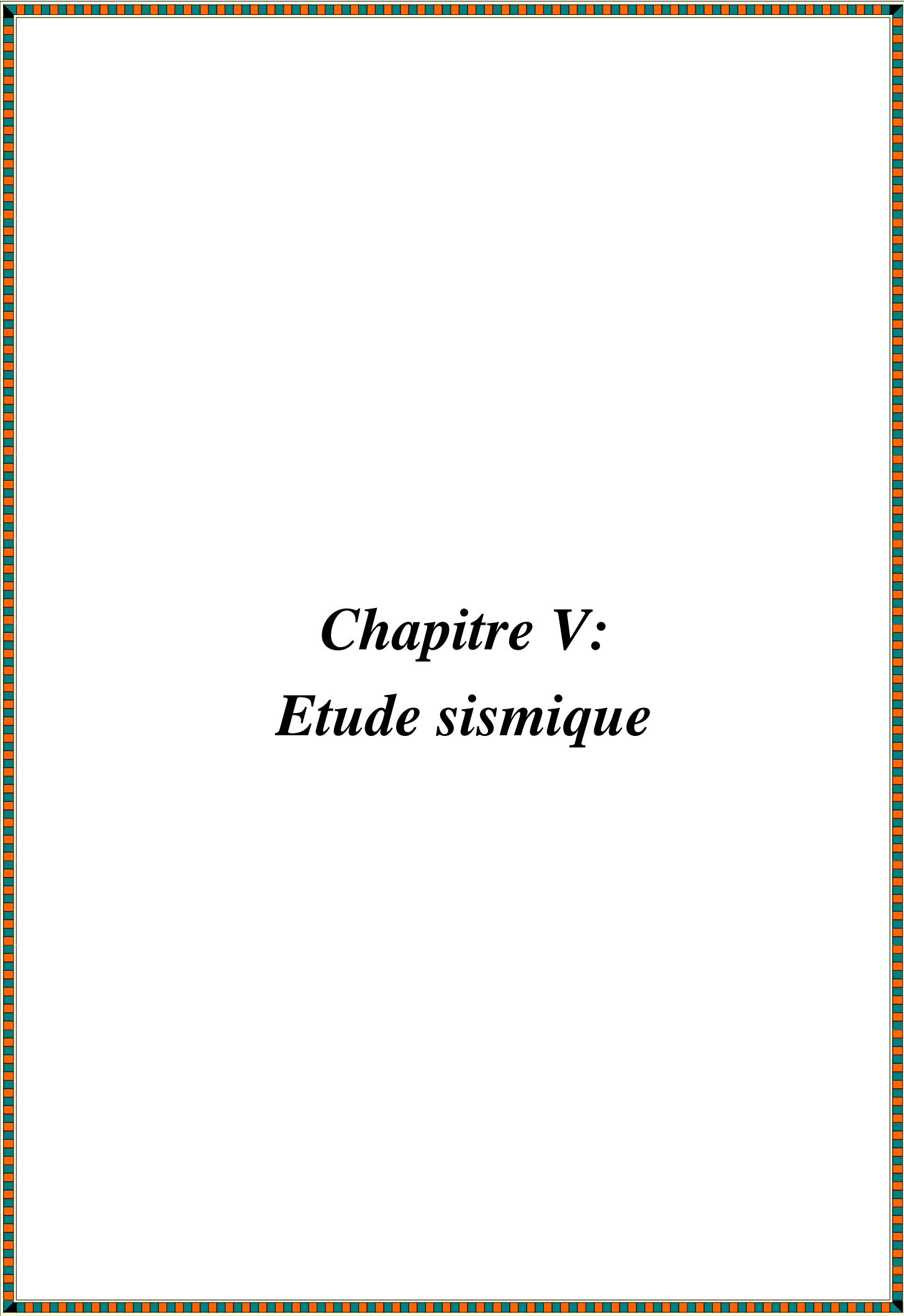
$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\text{ser}}}{10 \times M_{0\text{ser}}} \Rightarrow \frac{30}{130} > \frac{13,69}{10 \times 16,10} \Rightarrow 0,23 > 0,085 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2f_s \Rightarrow \frac{3,39}{30 \times 21} \leq 4,2 \times 400 \Rightarrow 0,0053 < 1680 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

**Figure IV.11 : ferrailage de l'escalier.**





*Chapitre V:*  
*Etude sismique*

### V.1. Introduction:

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques. L'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non-amorties. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation de la structure : Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

### V.2. Méthode de calcul : proposée pour le RPA99 (Art. 4.1.1)

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- ✚ Par la méthode statique équivalente.
- ✚ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✚ (Par la méthode d'analyse dynamique par accéléré grammes.)

D'après le **RPA99V2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique I.a groupe d'usage 2. Notre ouvrage, est en présence d'un sol Meuble catégorie S3. Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (**ETAPS 9.6**).

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon le RPA99 (pas de régularité en plan (3.5.1.a1) et selon l'article (4.1.2.b Zone III) et groupe d'usage 2 mais elle dépasse 17m) d'où la méthode utilisée c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

### La méthode dynamique :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qu'elle mobilise, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses pour cela l'utilisation des méthodes numériques est devenue indispensable.

L'utilisation de logiciel de calcul par éléments finis **ETABS** avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres à une structure donnée.

### V.3. Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

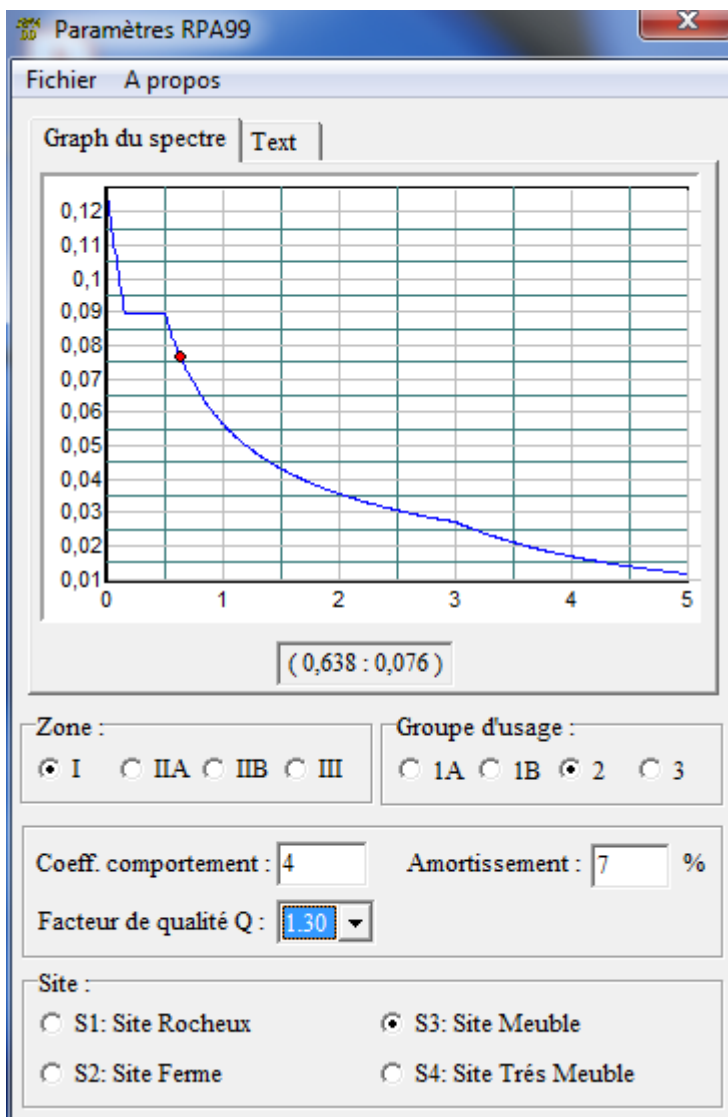
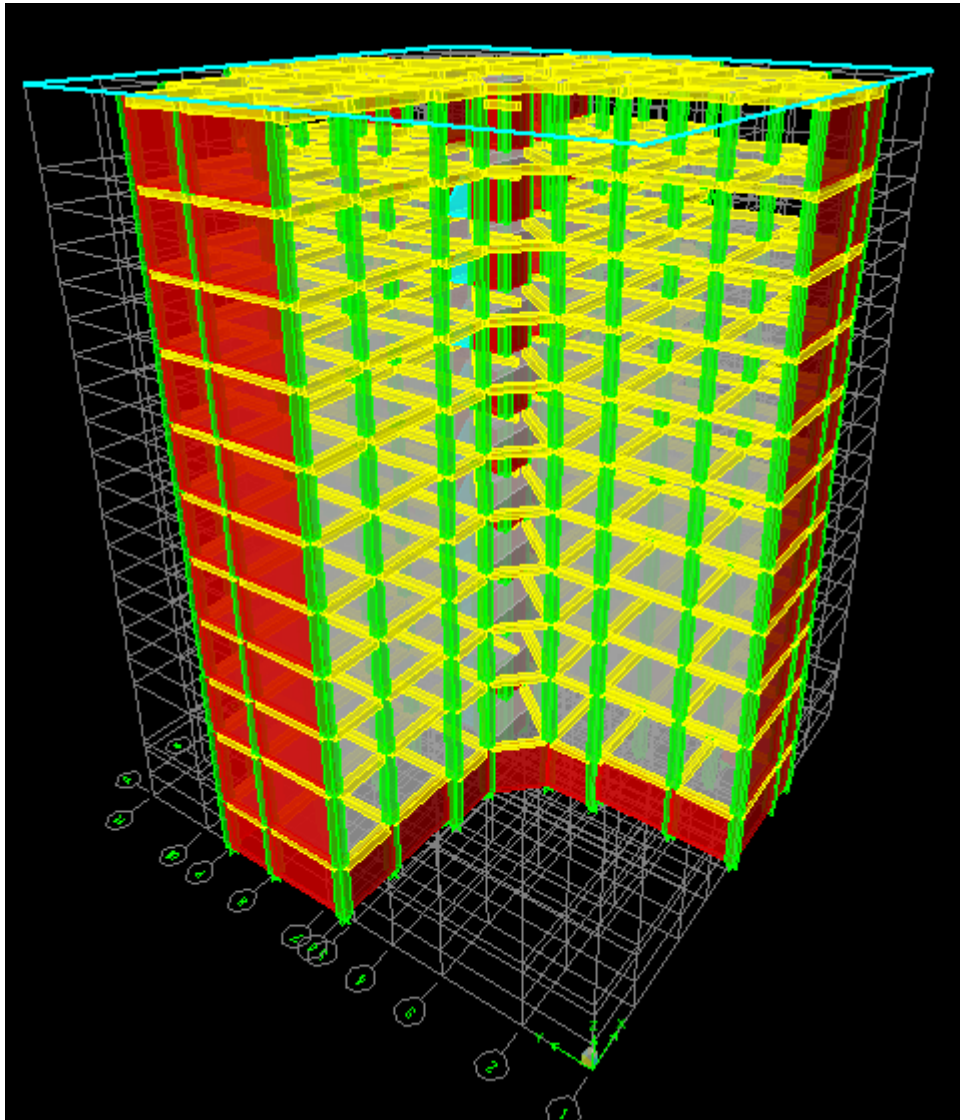
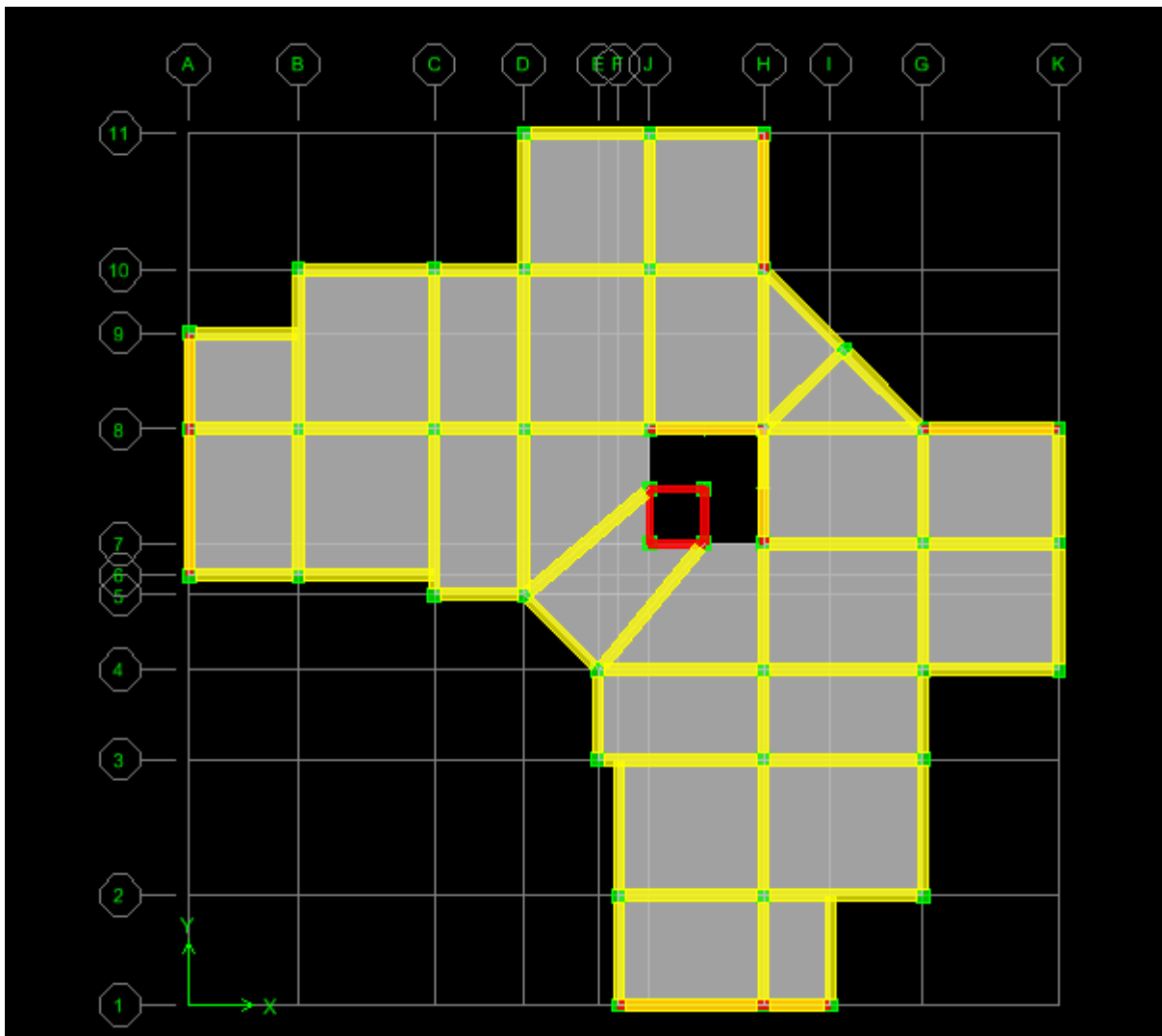


Figure V.1: Courbe de spectre de réponse







**Figure V.2:**Modélisation de la structure à l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »

#### V.4. Objectif de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ✚ respect de la réglementation parasismique.
- ✚ conception architecturale parasismique.

✚ mise en œuvre soigné.

**V.5.Evaluation des efforts sismiques :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ seconde} \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0 \text{seconde} \end{cases}$$

Avec :  $\frac{\delta_a}{g}$  : Spectre de Réponse de calcul.

**A** : coefficient d'accélération de zone (**tableau 4.1**).

**η** : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 05%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

- **ξ** : Pourcentage d'amortissement critique RPA99 (**tableau 4.2**).
- **R** : Coefficient de comportement de la structure RPA99 (**tableau 4.3**).
- **Q** : Facteur de qualité (**tableau 4.4**).
- **T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site RPA (**tableau 4.7**)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Bétonarmé	Acier	Bétonarmé/maçonnerie
<b>Léger</b>	6	4	10
<b>Dense</b>	7	5	

**Tableau V.1:** Pourcentage d'amortissement critique

On prend :  $\xi = 7$       $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,8819171 \geq 0,7$

La valeur de Q est déterminée par la formule:  $Q = 1 + \sum P_q$

**Les critères de qualité « q » :**

Critère q	P <sub>q</sub>	
	Observé	Non observé
Conditions minimalessur les filles de contreventement	0	0,05
Redondance en plan	0	0,05
Régularité en plan	0	<b>0,05</b>
Régularité en élévation	0	0,05
Control de la qualité des matériaux	0	<b>0,05</b>
Control de la qualité de l'exécution	0	<b>0,10</b>

**Tableau V.2:** Pénalité à retenir pour le critère de qualité

$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,10)$

$Q = 1,30$

**Période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol meuble**

T1= 0,15s T2= 0,50 s .....(Tableau 4.7.RPA99).

Les valeurs du coefficient d'accélération de zone « A » sont données commela zone;

$\left\{ \begin{array}{l} - Zone sismique I \\ - Groupe d'usage 2 \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,10$  (Tableau 4.1.RPA99)

**Coefficient de comportement globale de structure(R):**

Sa valeur unique est donnée par le « **Tableau 4.3.RPA99** » en fonction du système de contreventement, **R= 4 (Portiques contreventés par des voiles).**

## 1 - Les résultats :

Mode	Période	U <sub>X</sub>	U <sub>Y</sub>	SumU <sub>X</sub>	SumU <sub>Y</sub>
1	0,919648	6,323	51,8188	6,323	51,8188
2	0,82694	57,6162	7,9285	63,9392	59,7473
3	0,574198	2,1433	5,5168	66,0825	65,2641
4	0,229617	4,6116	8,639	70,6941	73,9031
5	0,200069	10,6953	6,4636	81,3894	80,3667
6	0,124293	1,229	2,4947	82,6184	82,8614
7	0,102139	1,9052	2,4364	84,5236	85,2979
8	0,088889	3,3294	2,4295	87,853	87,7274
9	0,060811	0,9825	1,0899	88,8356	88,8172
10	0,054522	0,2716	1,0491	89,1072	89,8664
11	0,053293	1,6527	0,9518	90,7599	90,8182
12	0,042531	0,4949	0,4797	91,2548	91,2979

Tableau V.3: Périodes et facteurs de participation massique du modèle

Senstransversal : SumU<sub>X</sub>=91,2548>90% .....Condition vérifiée.

Sens longitudinal : SumU<sub>Y</sub>= 91,2979>90%.....Condition vérifiée.

#### ✚ justification de la sécurité :

##### Remarque

Pour ce cas de modélisation, nous avons :

T<sub>dyn</sub>: La période fondamentale obtenue le calcul numérique par le biais du logiciel ETABS

T (dyn)= **0,30 s**

1) 1<sup>er</sup> formule  $T_1 = C_T \times h_c^{\frac{3}{4}}$  .....RPA 99 (Article .4.2.4).

2) 2<sup>eme</sup> formule  $T_1 = \frac{0,09 \times h_c}{\sqrt{D_x}}$

Avec : T = 1,3×min (T<sub>1</sub> ; T<sub>2</sub>)

h<sub>c</sub> : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

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

(D),  $L_x, y$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$h_c = 34,62$  m

$C_T = 0,05$  RPA (tableau 4.6)

$$T_1 = C_T \times h_c^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (34,62)^{\frac{3}{4}} = 0,71s$$

$$T_x = T_y = \frac{0,09 \times h_c}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 34,62}{\sqrt{26,55}} = 0,60s$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

On a :  $1,3 \times (T_x = T_y) = 1,3 \times 0,60 = 0,78 > T_y$  (dyn) = 0,30 s

**la condition est vérifiée**

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

<b>Tdynamique</b>	<b>Tstatique</b>	<b>1,3Tstatique</b>	<b>Tdynamique &lt; 1,3*Tempirique</b>
0,30	0,60	0,78	Condition vérifiée

**Tableau V.4:** Vérification de la période fondamentale

#### Poids de la structure :

La valeur  $w$  à prendre en compte est égale à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau  $i$  de la structure. D'après le (RPA 99/V2003) le poids total de la structure  $W$  est égal à la somme

des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau ( $i$ ) :  $W = \sum_{i=1}^n W_i$

STORY	Mass X =Mass Y
SOU SOL	227,3066
RDC	231,9657
STORY1	210,3277
STORY2	210,5096
STORY3	206,7773
STORY4	210,5096
STORY5	209,8134
STORY6	209,2182
STORY7	209,2182
STORY8	209,0964
STORY9	215,6165
$\sum_9^{SS} Mass = 2350,3592$	

Tableau V.5:Le poids de structure

$$W = \sum_1^8 M \times 9,81 = 2350,3592 \times 9,81$$

$$W = 23057,02$$

**V.6. 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 (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots \dots \dots Si 0 \leq T \leq T_2. \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots \dots \dots Si T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec.} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3,00}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots \dots \dots Si T \leq 3,0 \text{ sec.} \end{cases}$$

T<sub>2</sub> : période caractéristique associée à la catégorie du site(RPA.tableau4.7) :

Pour une sole ferme (S2) : T<sub>2</sub>= 0,60s

Donc : T<sub>2</sub> ≤ T ≤ 3,0sec ⇒ 0,50 ≤ 0,60 ≤ 3,0sec

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,935 \times \left(\frac{0,50}{0,61}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,94$$

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage  
1%h<sub>e</sub> =0,0306 ; **donc la condition est vérifiée.**

**V.7 calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

Par la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

$$V_{stat} = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0,10 \times 1,94 \times 1,30}{4} \times 23057,02$$

$$V_{stat} = 1453,75 \text{KN}$$

Selon le **RPA99/V2003 (Article 4.3.6)** On doit vérifier que la résultante des force sismiques à la base « $V_t$ » 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.

$$V_t < 0.80 V$$

**a) Sens longitudinal et Sens transversale :**

	$V_{dynamique}$	$V_{statique(KN)}$	<b>80% <math>V_{statique}</math></b>	<b>0,8% <math>V_{sta} &lt; V_{dyn}</math></b>
<b>Sens X-X</b>	<b>2555,48</b>	1453,02	1162,41	C.V
<b>Sens Y-Y</b>	<b>2276,49K</b>	1453,02	1162,41	C.V

**Tableau V.6: Vérification de la force sismique à la base**

**V.8 Vérification des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R . \delta_{ek} \text{ RPA99/version 2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$

$R$  : Coefficient de comportement ( **$R=4$** ).

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

**Le RPA99/version 2003 (article 5.10)** exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage.

✚ Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :



Niveau	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%h <sub>e</sub> (m)	1%h <sub>e</sub> ≥ Δ <sub>k</sub>
9	0,01603	0,064102	0,0066	0,0306	C.V
8	0,01437	0,057494	0,0068	0,0306	C.V
7	0,01266	0,050659	0,0069	0,0306	C.V
6	0,01092	0,043680	0,0072	0,0306	C.V
5	0,00912	0,036472	0,0073	0,0306	C.V
4	0,00728	0,029120	0,0068	0,0306	C.V
3	0,00557	0,022854	0,0068	0,0306	C.V
2	0,00386	0,015454	0,0057	0,0306	C.V
1	0,00244	0,009740	0,0050	0,0306	C.V
RDC	0,00117	0,004681	0,0042	0,0408	C.V
S.SOL	0,0001	0,0004	0,0004	0,03	C.V

Tableau V.7: Déplacements relatifs à chaque niveau suivant X

Niveau	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%h <sub>e</sub> (m)	1%h <sub>e</sub> ≥ Δ <sub>k</sub>
9	0,01689	0,06754	0,00670	0,0306	CV
8	0,01521	0,06084	0,00758	0,0306	CV
7	0,01331	0,05325	0,00745	0,0306	CV
6	0,01145	0,04579	0,007588	0,0306	CV
5	0,00955	0,03820	0,007587	0,0306	CV
4	0,00766	0,03062	0,007586	0,0306	CV
3	0,00576	0,02303	0,006835	0,0306	CV
2	0,00405	0,01619	0,006319	0,0306	CV
1	0,00247	0,00987	0,005197	0,0306	CV
RDC	0,00117	0,00468	0,004281	0,0408	CV
S.SOL	0,0001	0,0004	0,0004	0,03	CV

Tableau V.8: Déplacements relatifs à chaque niveau suivant Y

**V.9 L'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivant (théorique) : c'est celle calculée précédemment

$$\begin{cases} e_x = X_{cm} - X_{cr} \\ e_y = Y_{cm} - Y_{cr} \end{cases}$$

**V.9.1L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003 :**

Le **RPA99/version2003 (article 4.3.7)** procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$ .

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

Story	M <sub>X</sub>	X <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	e <sub>x</sub> = X <sub>CM</sub> - X <sub>CR</sub>	5%(L <sub>x</sub> )
<b>S.SOL</b>	661,90	14,061	15,250	-1,189	1,3275
<b>RDC</b>	602,29	14,044	11,339	2,705	1,3275
<b>STORY1</b>	571,51	14,047	10,895	3,152	1,3275
<b>STORY2</b>	564,73	14,047	10,941	3,106	1,3275
<b>STORY3</b>	564,73	14,047	11,175	2,872	1,3275
<b>STORY4</b>	564,73	14,047	11,468	2,579	1,3275
<b>STORY5</b>	557,77	14,047	11,768	2,279	1,3275
<b>STORY6</b>	551,82	14,047	12,041	2,006	1,3275
<b>STORY7</b>	551,82	14,047	12,285	1,762	1,3275
<b>STORY8</b>	550,61	14,045	12,479	1,566	1,3275
<b>STORY9</b>	507,48	14,057	12,623	1,434	1,3275

**Tableau V.9 : Vérification del'excentricitésuivant e<sub>x</sub>**

Story	M <sub>Y</sub>	Y <sub>CM</sub>	Y <sub>CR</sub>	e <sub>y</sub> = Y <sub>CM</sub> - Y <sub>CR</sub>	5%(L <sub>y</sub> )
<b>S.SOL</b>	661,9066	14,061	15,250	-1,103	-1,189
<b>RDC</b>	602,2924	14,044	11,339	2,819	2,705
<b>STORY1</b>	571,5106	14,047	10,895	3,274	3,152
<b>STORY2</b>	564,7398	14,047	10,941	3,232	3,106

<b>STORY3</b>	564,7398	14,047	11,175	2,872	1,3275
<b>STORY4</b>	564,7398	14,047	11,468	2,607	1,3275
<b>STORY5</b>	557,7776	14,047	11,768	2,407	1,3275
<b>STORY6</b>	551,8225	14,047	12,041	2,006	1,3275
<b>STORY7</b>	551,8225	14,047	12,285	1,762	1,3275
<b>STORY8</b>	550,6074	14,045	12,479	1,566	1,3275
<b>STORY9</b>	507,4794	14,057	12,623	1,434	1,3275

**Tableau V.10** : Vérification del'excentricitésuivant e<sub>y</sub>

**V.9.2 Vérification de l'effet P-Delta :**

Les effets est négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P<sub>k</sub> : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau« K ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta.W_{Qi}) \dots\dots\dots \text{RPA 99 / V2003 (Article .4.2.3)}$$

V<sub>k</sub> : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(Article 4.2.5RPA99/V2003)

$$V_K = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \dots\dots\dots \text{RPA 99 / V2003 (Article .4.2.6)}$$

F<sub>t</sub>:Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} Si; T > 0,7 \text{ sec} \dots\dots\dots F_t = 0,7 \times T \times V \\ Si; T \leq 0,7 \text{ sec} \dots\dots\dots F_t = 0 \end{cases}$$

Dans notre structure (F<sub>t</sub> = 0) puisque : T = 0.30 < 0.7 Sec.

Les forces F<sub>i</sub> sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j} \cdot W_i \cdot h_i \dots\dots\dots \text{RPA 99 / V2003 (Article .4.2.5)}$$

Avec :

F<sub>i</sub> : 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  $\theta_k \leq 0,1$  effet P-delta peut être négligé .
- Si  $0,1 < \theta_k < 2$  il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $\frac{1}{1-\theta_k}$  ;
- Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Niveau	H(m)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			$\Delta_k$ (m)	V <sub>k</sub> (KN)	$\theta < 0,10$	$\Delta_k$ (m)	V <sub>k</sub> (KN)	$\theta < 0,10$
<b>S.SOL</b>	3,00	2350,02	0,0066	559,42	0,009	0,0067	559,42	0,009
<b>RDC</b>	4,08	2122,71	0,0068	1113,25	0,003	0,0075	1113,25	0,003
<b>1</b>	3,06	1890,74	0,0069	1614,48	0,002	0,0074	1614,48	0,002
<b>2</b>	3,06	1680,41	0,0072	2061,89	0,0019	0,0075	2061,89	0,0019
<b>3</b>	3,06	1469,907	0,0073	2459,68	0,0014	0,0075	2459,68	0,0014
<b>4</b>	3,06	1263,129	0,0068	2807,31	0,0009	0,0075	2807,31	0,0011
<b>5</b>	3,06	1052,620	0,0068	3099,89	0,0007	0,0068	3099,89	0,0007
<b>6</b>	3,06	842,806	0,0057	3337,4	0,0004	0,0063	3337,4	0,0005
<b>7</b>	3,06	633,588	0,0050	3522,02	0,0002	0,0051	3522,02	0,0003
<b>8</b>	3,06	424,370	0,0042	3657,84	0,00015	0,0042	3657,84	0,00015
<b>Terrasse</b>	3,06	215,273	0,0004	3721	0,000007	0,0004	3721	0,000007

**Tableau V.11** : Vérification à l'effet P- $\Delta$

### Conclusion :

Après avoir effectué toutes les vérifications du RPA, toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique. D'après les résultats obtenus et puisque les valeurs des  $\theta_k^x$  et  $\theta_k^y$  sont

inferieur a 0,1 donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet  $P-\Delta$  (Stable).On peut passer au ferrailage des éléments de la structure.



*Chapitre VI:*  
*Ferraillage des portiques*

### VI.1. Introduction

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel Etapes 2014 a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

### VI.2. Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres :  $\begin{cases} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases}$
- Poteaux :  $\begin{cases} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \{G + Q \pm E\} \end{cases}$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

### VI.3. Ferrailage des poutres

#### a) Méthode de calcul

En cas générale, 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, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>ier</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre :

Sollicitations du 1<sup>ier</sup> genre (BAEL 91) :  $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Momentcorrespondant } M_{sp1}$

Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Momentcorrespondant } M_{sp2}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} < 1,15 ; \text{ Ondéterminelesarmaturesous } S_{p1} \\ \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} > 1,15 ; \text{ Ondéterminelesarmaturesous } S_{p2} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s ; \gamma_b$ ).

Pour la situation accidentelle :  $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour la situation normale ou durable :  $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

### b) Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a

- Section d'armature minimale :  $A_{\min} = 0,7\% \times b \times h_t$  ;
- Section d'armature maximale :  $\begin{cases} A_{\max 1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{\max 2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$  ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40\phi \text{ en zone I et II} \\ 50\phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

### c) Exemple de calcul

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

#### 1. Ferrailage d'une poutre

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale intermédiaire (Terrasse), les moments  $M_{sp1}$  et  $M_{sp2}$  sont tirés à partir du logiciel Etabs.

#### a) Ferrailage sur appuis

$$On a : \begin{cases} M_{sp1} = 57,78 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 41,3 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0,71 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Données :

- Largeur de la poutre :  $b = 35 \text{ cm}$  ;
- Hauteur de la section :  $h = 45 \text{ cm}$  ;
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$  ;
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;



- Fissuration peu préjudiciable.
- Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{57,78 \times 10^3}{35 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,07 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,964$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{57,78 \times 10^3}{0,964 \times 40,5 \times 348} = 4,11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : 3T14+3T14 (A = 9,24 cm<sup>2</sup>)

**b) Ferrailage en travée :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 25,06 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 19,24 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0,76 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{25,06 \times 10^3}{35 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,03 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,985$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25,06 \times 10^3}{0,985 \times 40,5 \times 348} = 1,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : 3T14+3T14 (A = 9,24 cm<sup>2</sup>)

## 2. Vérification du ferrailage de la poutre :

**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_s} = \frac{0,23 \times 35 \times 40,5 \times 2,10}{400} = 1,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{adpt} > A_{min}$  ; Condition vérifiée

$A_{ADM} = 0,5\% \times b \times h_t = 7,88 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow$  Condition vérifiée sur toute la section.

**b) Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{23,10 \times 10}{35 \times 40,5} = 0,16 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

**c) Détermination du diamètre des armatures transversal :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_i \right\} = \min \{ 12,85 \text{ mm} ; 35 \text{ mm} ; 14 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 45 \text{ cm} \} = \min \{ 36,45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 35 \text{ cm} ; 12\Phi_i \right\} = \min \{ 11,3 \text{ cm} ; 35 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**d) Vérification de la section d'armatures minimale :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,08 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,08 \times 35}{235} = 0,012 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,16 - (0,35 \times 1 \times 2,1)) \times 35 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,010 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{adoptée}} \geq 0,06 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} A_t \geq 0,06 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Soit : } 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

**e) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T = 23,10 ; M_{ap} = 57,78 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{57,78}{0,9 \times 35 \times 10^{-2}} = 183,43 \text{ KN.m} > 23,10 \text{ KN.m}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

**f) Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de  $45^\circ$ , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 23,10 \times 1,5}{0,8 \times 35 \times 25 \times 10} = 0,009 \text{ m} = 0,9 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 31 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(31 \text{ cm}; 36,45 \text{ cm}) = 31 \text{ cm}; a > 0,9 \text{ cm}; \text{ Condition vérifiée.}$$

**g) Entraînement des armatures :**

**g.1) 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 ; Tapez une équation ici.

T : L'effort tranchant maximum ;  $T = 23,10 \text{ kN}$  ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 6;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 5,024 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{23,10 \times 10^3}{36,45 \times 4,40 \times 6 \times 10^2} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée.}$$

**g.2) 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.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_s}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ( $b = 35 \text{ cm}$ ), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :  $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

### g.3) Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de  $90^\circ$  :

$$L_2 = d - (c + \Phi/2 + r); L_1 \geq (L_s - 2,19r - L_2)/1,87$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 29,46, \text{ cm} \\ L_1 = 1,64 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 30,10 \text{ cm} \\ L_1 = 1,30 \text{ cm} \end{cases}$$

### g.4) La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est

$$\text{de : } \begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \\ \Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow l = 64 \text{ cm} \end{cases}$$

### h) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 27,11 \text{ KN.m} ; A = 1,93 \text{ cm}^2$$

#### h.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d-y) = 0 \rightarrow 17,5y^2 + 28,95y - 1172,47 = 0 \rightarrow y = 7,40 \text{ cm}$$

#### h.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2$$

$$= \frac{35 \times 7,4^3}{3} + (15 \times 1,93 \times (40,5 - 7,4)^2) = 36445,52 \text{ cm}^4$$

#### h.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{27,11 \times 10^3}{36445,52} \times 7,4 = 5,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,5 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

#### h.4) 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  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$ .

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{serr}}{I} (d - y) = 1,6 \times \frac{27,11 \times 10^3}{36445,52} \times (40,5 - 7,4) = 39,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 39,39 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{500} = 0,09 > 0,062 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{tssr}}{10 \times M_{0,ssr}} \Rightarrow \frac{45}{500} = 0,09 > \frac{16,26}{10 \times 27,11} = 0,06 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{1,93}{35 \times 40,5} = 0,00136 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant

Sens longitudinal : « poutres principales (35 x 45) cm<sup>2</sup> »

Poutre de rive :

Niveau	Section	Moment(t.m)		Moment de calcul	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>				
Etages courants	Appuis	57,78	41,3	0,07	7,88	4,25	6T14=9,24
	Travée	25,06	19,24	0,03		1,80	6T14=9,24
Terrasse	Appuis	60,12	44,68	0,07	7,88	4,42	6T14=9,24
	Travée	50,80	73,19	0,08		5,42	6T14=9,24

Tableau VI.1 : Armatures adoptées pour les poutres principales de rive

Poutre intermédiaire :

Niveau	Section	Moment(t.m)		Moment de calcul	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>				
Etages courants	Appuis	23,86	19,24	0,02	7,88	1,38	6T14=9,24
	Travée	20,97	16,91	0,02		1,21	6T14=9,24
Terrasse	Appuis	65,8	50,09	0,08	7,88	4,87	6T14=9,24
	Travée	49,06	37,08	0,06		3,59	6T14=9,24

Tableau VI.2 : Armatures adoptées pour les poutres principales intermédiaires

Sens transversal : « poutres secondaires (30 x 35) cm<sup>2</sup> »

Armatures longitudinales :

Poutre de rive :

Niveau	Section	Moment (t. m)		Moment de calcul	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>				
Etages courants	Appuis	65,62	32,3	0,15	5,25	6,52	6T12=6,79
	Travée	49,37	43,37	0,11		4,8	6T12=6,79
Terrasse	Appuis	50,09	37,03	0,11	5,25	4,8	6T12=6,79

	Travée	34,65	25,28	0,08		3,3	6T12=6,79
--	--------	-------	-------	------	--	-----	-----------

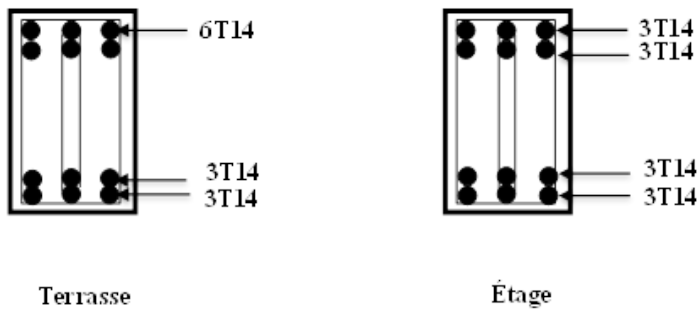
Tableau VI.3 : Armatures adoptées pour les poutres secondaires de rive

Poutre intermédiaire :

Niveau	Section	Moment (t. m)		Moment de calcul	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>				
Etages courants	Appuis	66,48	47,82	0,15	5,25	6,62	6T12=6,79
	Travée	45,60	32,29	0,10		4,39	6T12=6,79
Terrasse	Appuis	61,45	46,18	0,14	5,25	6,06	6T12=6,79
	Travée	35,7	26,08	0,08		3,3	6T12=6,79

Tableau VI.4 : Armatures adoptées pour les poutres secondaire intermédiaire

POUTRE DE Intermédiaire



Poutres de rive



Figure VI.1 : Dessin de ferraillage des sections des poutres principales

POUTRE DE Intermédiaire

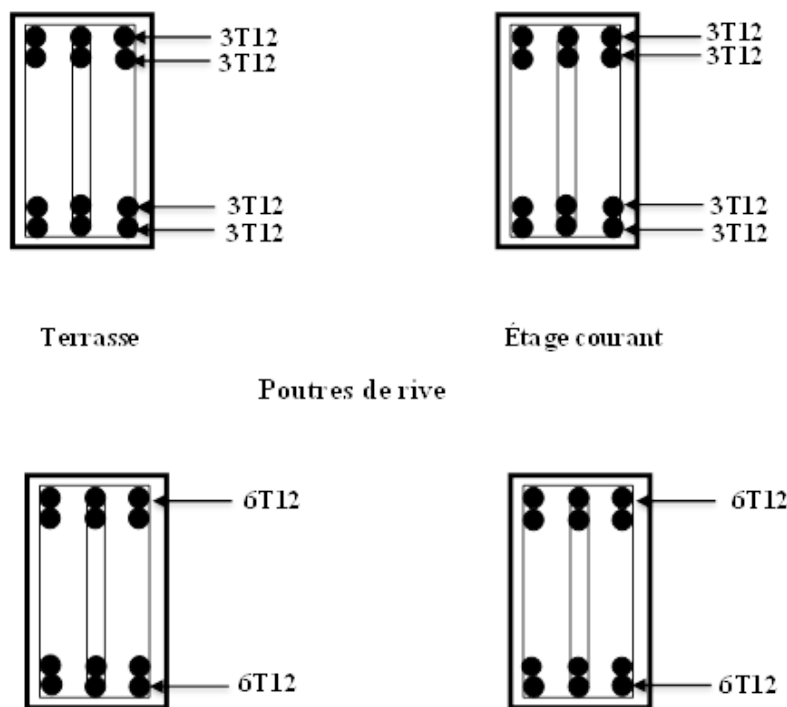


Figure VI.2 : Dessin de ferraillage des sections des poutres Secondaires

Figure VI.1: Dessin de ferraillage des sections des poutres

**VI.2. Ferraillage des poteaux**

**a) 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité  $\gamma_s ; \gamma_b$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

**b) Ferraillage exigé par le RPA 99/2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;

- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zoneII) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40\phi_{enzoneIetII} \\ 50\phi_{enzoneIII} \end{cases}$
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm ;
- 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 donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

Type de poteaux	$A_{min} = 0,7\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max1} = 4\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max2} = 6\% \times S[\text{cm}^2]$
Type 1(50 x 50) cm <sup>2</sup>	17,5	100	150
Type 2(45 x 45) cm <sup>2</sup>	14,18	81	121,5
Type 3(40 x 40) cm <sup>2</sup>	11,20	64	96

Tableau VI.5 : Armatures minimales pour les poteaux.

c) Exemple de calcul

1) Les sollicitations défavorables

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de (t.m) :

Etages	Type 1	Type 2	Type 3
--------	--------	--------	--------



Combinaison		(50 x 50)cm <sup>2</sup>	(45 x 45) cm <sup>2</sup>	(40 x 40)cm <sup>2</sup>
A	$N_{max}$ [kN]	82,8	74,83	82,99
	$M_{cor}$ [k.m]	3,39	0,19	1,58
B	$N_{min}$ [kN]	1613,87	1093,53	545,52
	$M_{cor}$ [kn.m]	0,101	0,56	0,619
C	$M_{max}$ [kn.m]	18,54	32,35	39,52
	$N_{cor}$ [kN]	955,41	572,9	104,14

Tableau VI.6 :Sollicitations du premier genre.

e tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de [t.m]:

Etages		Type 1	Type 2	Type 3
Combinaison		(50 x 50)cm <sup>2</sup>	(45 x 45) cm <sup>2</sup>	(40 x40)cm <sup>2</sup>
A	$N_{max}$ [Kn]	36,64	758,41	27,13
	$M_{cor}$ [Kn.m]	1,29	0,19	3,27
B	$N_{min}$ [Kn]	1167,12	794,53	396,17
	$M_{cor}$ [Kn.m]	0,062	1,4	10,9
C	$M_{max}$ [Kn.m]	15,12	26,26	30,021
	$N_{cor}$ [Kn]	776,42	413,14	76,04

Tableau VI.7 :Sollicitations du deuxième genre.

## 2) Calcul d'un poteau

a) Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_x = N_x \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left( \frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ( $A = A' = 0$ )

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{adoptés} = \max\{A_1 ; A_2 ; \dots ; A_{min}\} \end{cases}$$

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

**Poteau ( RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ième</sup> étages ) : (50X50) cm<sup>2</sup>    Données :**

- Enrobage :  $c = 4,5$  cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = h - c$  ;
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_s = 400$  MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25$  MPa ;
- Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1$  MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

◇ **Combinaison de 1<sup>er</sup> genre**

a)  $N_{max} = 82,8$  KN.  $M_{cor} = 3,39$  KN m.

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,39}{82,8} = 4,09 \times 10^{-2} \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 82,8 \left( 0,455 - \frac{0,50}{2} + 4,09 \times 10^{-2} \right) = 19,53 \text{ KN.M}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,20 \times 0,50 \times 0,50 \\ M_u \leq 82,8 \times 0,455 \left( 1 - 0,514 \frac{82,8 \times 10^4}{500 \times 455 \times 14,2} \right) \end{cases}$$

$\{ N_u = 82,8 \text{ KN} < 28755 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$   
 $\{ M_u = 19,53 \text{ KN.M} < 32,71 \text{ KN.M} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1 = A_1' = 0$ ).

b)  $N_{\min} = 1613,87 \text{ KN.MM}_{\text{cor}} = 0,101. \text{ KN.M}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,101}{1613,87} = 6,26 \times 10^{-5} \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1613,87 \left( 0,455 - \frac{0,50}{2} + 6,256 \times 10^{-5} \right) = 330,94 \text{ KN m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 232,92 \text{ KN.} \\ M_u = 11,69 \text{ KN.} \end{cases}$$

$\{ N_u = 1613,87 \text{ 5KN} < 28755 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$   
 $\{ M_u = 330,94 \text{ KN.m} < 2934,1 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_2 = A_2' = 0$ ).

b)  $N_{\text{cor}} = 955,41 \text{ KN.MM}_{\text{max}} = 18,54 \text{ KN.M}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{18,54}{955,41} = 0,019 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 955,41 \left( 0,455 - \frac{0,50}{2} + 0,019 \right) = 214,01 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 28755 \text{ Kn.} \\ M_u = 226,05 \text{ Kn.} \end{cases}$$

$\{ N_u = 955,41 \text{ Kn} < 28755 \text{Kn} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$   
 $\{ M_u = 214,01 \text{K.m} < 226,05 \text{Kn. m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

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>ème</sup> genre**

a)  $N_{max} = 36,64 \text{Kn}$   $M_{cor} = 1,29 \text{Kn. m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,29}{36,64} = 0,035 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 36,64 \left( 0,455 - \frac{0,50}{2} + 0,035 \right) = 8,79 \text{Kn. m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 28755 \text{Kn.} \\ M_u = 15,7 \text{Kn.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 36,64 \text{Kn} < 28755 \text{Kn} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 8,79 \text{Kn. m} < 15,7 \text{Kn. m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_4 = A_4' = 0$ ).

b)  $N_{min} = 1167,12 \text{Kn}$   $M_{cor} = 0,062 \text{Kn. m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,062}{1167,12} = 5,31 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1167,12 \left( 0,455 - \frac{0,50}{2} + 5,31 \times 10^{-5} \right) = 239,32 \text{Kn. m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 28755 \text{Kn.} \\ M_u = 455,09 \text{Kn.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 1167,12 \text{Kn} < 28755 \text{Kn} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 239,32 \text{Kn. m} < 455,09 \text{Kn. m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_5 = A_5' = 0$ ).

c)  $N_{cor} = 776,42 \text{Kn}$   $M_{max} = 15,2 \text{Kn. m}$

Détermination du centre de pression :  $e = \frac{M}{N} = \frac{15,2}{776,42} = 0,02 \text{ m}$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 776,42 \left( 0,455 - \frac{0,50}{2} + 0,02 \right) = 174,69 \text{Kn. m} \neq$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 28755 \text{ Kn.} \\ M_u = 83,14 \text{ Kn.m.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 776,42 \text{ Kn} < 28755 \text{ Kn} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 174,69 \text{ Kn.m} > 83,14 \text{ Kn.m} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc la section n'est pas surabondante, armatures ne sont pas néc ( $A_6 = A_6' \neq 0$ ).

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,2 \times 10^3}{50 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,0132 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,993$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,2 \times 10^3}{0,993 \times 40,5 \times 348} = 1,086 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **4T16+4T20** ( $A = 20,61 \text{ cm}^2$ )

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Niveaux	Combi	1 <sup>ier</sup> genre			2 <sup>ème</sup> genre				A adoptée [cm <sup>2</sup> ]
		$N_{ux}$ [t]	$M_{ux}$ [t.m]	$A_{cat}$ [cm <sup>2</sup> ]	$N_{ACC}$ [t]	$M_{ACC}$ [t.m]	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	
Type 1 (50x 50) cm <sup>2</sup>	A	82,8	3,39	0	36,64	1,29	0	17,5	4T16+4T20=20,61
	B	1613,87	0,101	0	1167,12	0,062	0		
	C	955,41	18,45	0	776,42	15,12	0,96		
Type 2 (45 x 45) cm <sup>2</sup>	A	74,83	0,19	0	758,41	0,19	0	14,18	8T16=16,09
	B	1093,53	0,56	0	794,53	1,4	0		
	C	572,9	32,35	0	413,14	26,26	0		
Type 3 (40 x 40) cm <sup>2</sup>	A	82,99	1,58	0	27,13	3,27	0	11,20	8T14=12,31
	B	545,52	0,619	0	396,17	1,29	0		
	C	104,14	39,52	3,26	76,04	30,021	2,48		

Tableau VI.8 :Ferrailage des poteaux

### 3. Vérifications

- **Vérifications de la contrainte de cisaillement**

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (50 x 50 cm<sup>2</sup>).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{2,79 \times 10^2}{50 \times 45,5} = 0,123 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,123 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

Il n y a pas de risque de cisaillement.

### 2. Calcul des armatures transversales

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

#### a) Le diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul ;

$h_t$  : 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.

#### b) L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on

$$a : \begin{cases} \text{Zonenodale} : S_t \leq \min\{10\phi_t ; 15 \text{ cm}\} = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zonécourante} : S_t \leq 15\phi_t = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

#### c) Calcul de l'élançement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 4,08}{0,50} = 5,71 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 279}{50 \times 235} = 0,89 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t/T \times b$  en % est donné comme suit :  $\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$

Alors :  $\begin{cases} \text{Zonenodale} : A_t = 0,3\% \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zonecourante} : A_t = 0,3\% \times 15 \times 45 = 2,03 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_t = 10\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/ml \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$< 2,48 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$

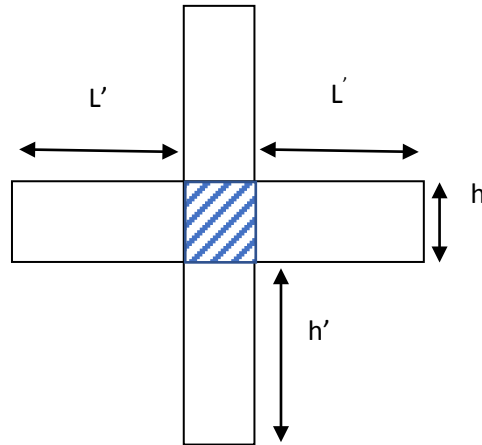
f) Détermination de la zone nodale :

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 :

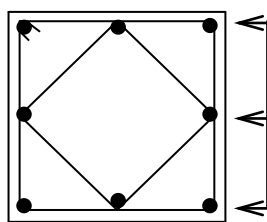
$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_g}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 68 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 68 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 100 \text{ cm}$$

Figure VI.2 : La zone nodale



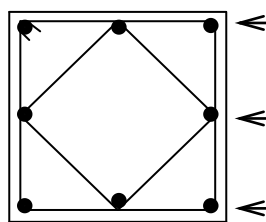
Poteaux  
6<sup>eme</sup> ... 9<sup>eme</sup> étages



40x40

PoteauxPoteaux  
(3<sup>eme</sup> ... 6<sup>eme</sup>) étages

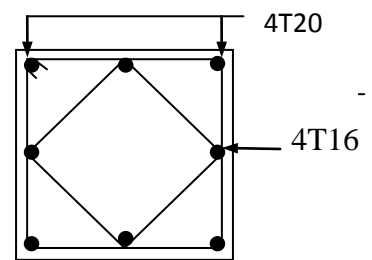
8T14



45x45

(S.Sol... 2<sup>eme</sup>) étages

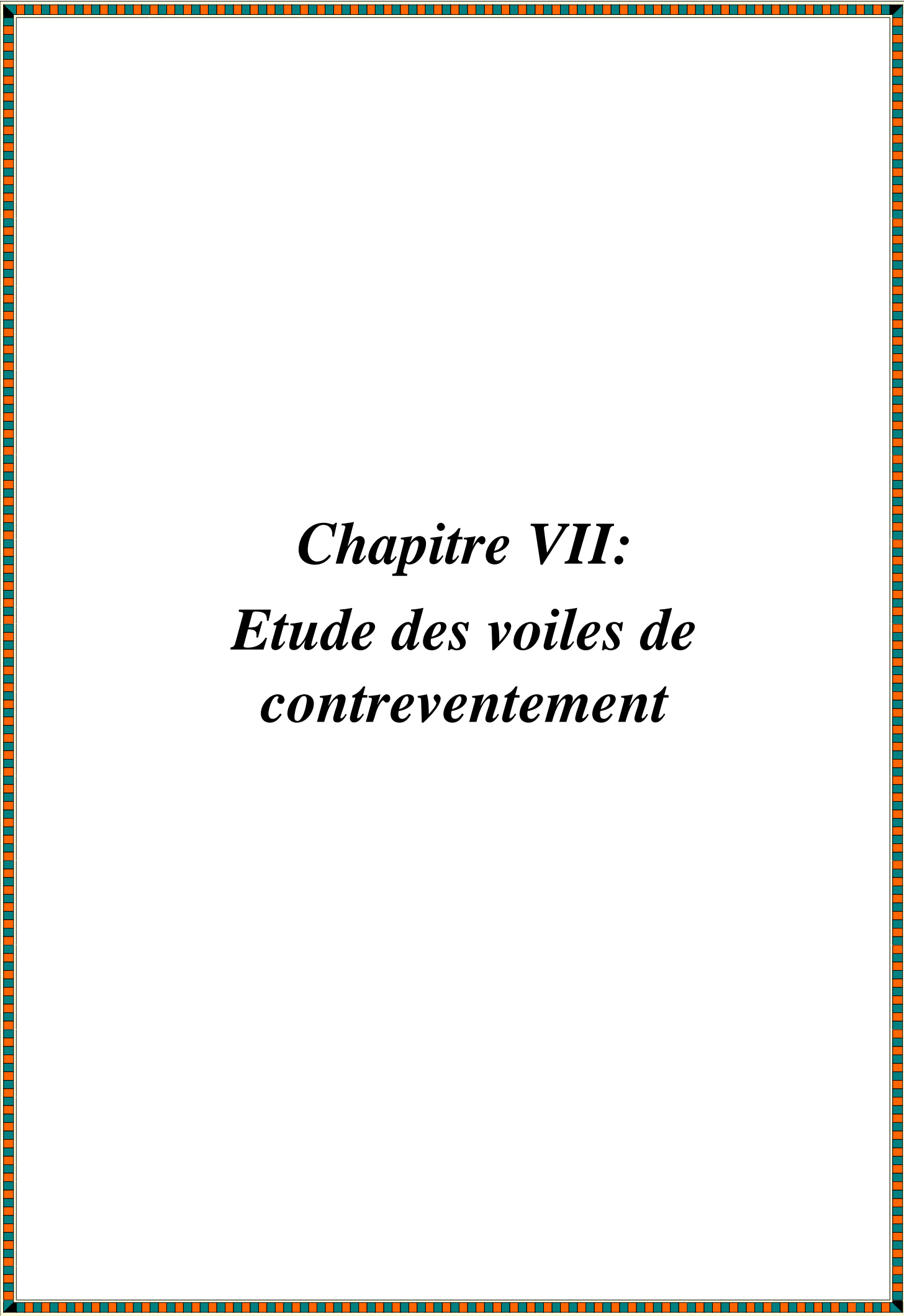
8T16



50x50



**Figure VI.2: Ferraillages des poteaux**



*Chapitre VII:*  
*Etude des voiles de*  
*contreventement*

**VII.1.Introduction :**

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'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

**VII.1.1.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.1.2.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.2. 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.

**VII.3.La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

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>ème</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>ème</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.

**VII.3.1 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.

**VII.3.2 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 %.

**VII.3.3 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.

**VII.4 Ferrailage des voiles :**

**VII.4.1 Exemple de calcul :**

**Voile de rive :**

$$A = (0.50^2 \times 2) + 0.2 \times 5.10 = 1.52 \text{ m}^2$$

$$I = (0.2 \times 5.10^3) / 12 = 2.21 \text{ m}^4$$

$$V = 2.55 \text{ m}$$

$$N = 1040.22 \text{ KN}$$

$$M = 381.96 \text{ KN.m}$$

$$T = 11.5 \text{ KN}$$

**Détermination des contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \rightarrow \sigma_1 = \frac{1040.22 \times 10^{-3}}{1.52} + \frac{381.96 \times 2.55 \times 10^{-3}}{2.21} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \rightarrow \sigma_2 = \frac{1040.22 \times 10^{-3}}{1.52} - \frac{381.96 \times 2.55 \times 10^{-3}}{2.21} = 1.12 \text{ MPa}$$

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 :

$$A_{\min} = 0,15\% . a.L = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Le diamètre « D » :**

$$D \leq \frac{1.a}{10(\text{mm})} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} = 20 \text{ mm}$$

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 :

$$St \leq \min \{2.a; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{1,5.a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL91}}; St_{\text{RPA 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

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.

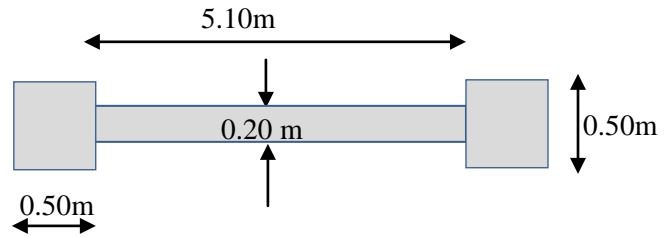


Figure :VII.1 Voile Type 1

$b_0$  : épaisseur de voile.

$d$  : hauteur utile. ( $d=0,9 \times h$ ).

$h$  : 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 :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0 \cdot d} = 1,4 \times \frac{11,5 \times 10^{-3}}{0,2 \times (0,9 \times 4,08)} = 0,016\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,016\text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 5\text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

**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 :**

$$S_t = 20\text{ cm} \Rightarrow S_t / 2 = 10\text{cm} \leq 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$L = 510\text{ cm} \Rightarrow L / 10 = 51,0\text{cm}$$

**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.

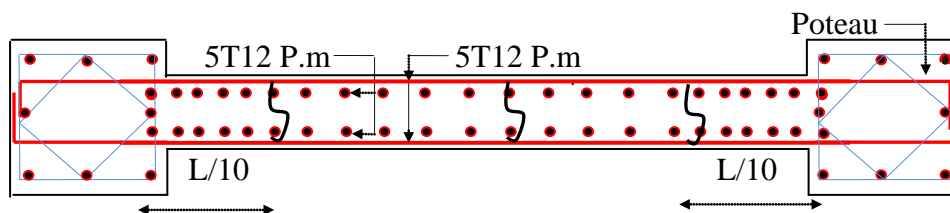


Figure VII.2 : Disposition des armatures des Voiles



***Chapitre VIII:***  
***Etude de l'infrastructure***

## VIII.1 Calcul des fondations :

### VIII.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 2,0 bar à un ancrage de 3,65 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.

### VIII.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.

### VIII.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).

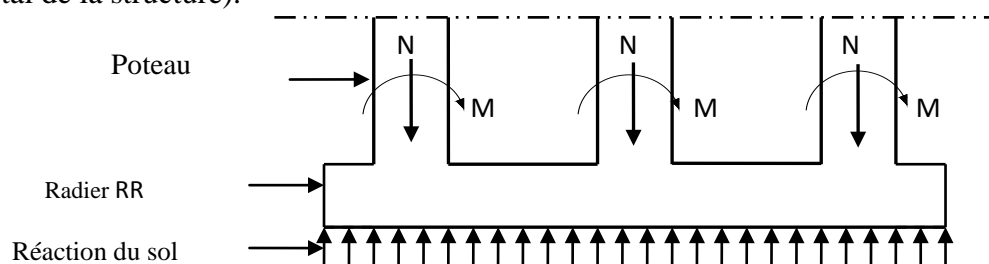


Figure. VIII.1 : Schéma du Radier



**VIII.2.1 Pré dimensionnement du radier :**

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations dues à la Superstructure :

$$G_T = \sum_{i=1}^9 G_i = 21711 \text{ KN}$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^9 Q_i = 6730 \text{ KN}$$

Avec :

$G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

Combinaison d'actions :

$$A \text{ L'E.L.U} : N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 39404,85 \text{ KN}$$

$$A \text{ L'E.L.S} : N_{Ser} = G_T + Q_T = 28441 \text{ KN}$$

**Surface minimale du radier :**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N}{S\sigma} \leq \frac{\sigma_{sol}}{2} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{28441}{\times 0^2} = 142,205 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise  $S_{radier} = 449,78 \text{ m}^2$ .

**VIII.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 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

Avec :

$$V_u : \text{l'effort tranchant ultime ; } V_u = \frac{Q_u \cdot L}{2}$$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; L= 5,10 m

$$Q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{39404,85}{449,78} = 87,61 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 mètre linéaire :

$$Q_u = 87,61 \times 1 \text{ ml} = 87,61 \text{ KN/m}$$

$$V_u = \frac{Q_u \cdot L}{2} = \frac{1m \times 87,61 \times 5,10}{2} = 223,41 \text{KN}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{223,41 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,335 \text{m.}$$

**2<sup>ème</sup> Condition :**

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 20,4 \text{ cm} \leq d \leq 25,5 \text{ cm} \\ L = 5,10 \text{ m} \end{cases}$$

Donc :  $h \geq d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm}$

Soit :  $d=30\text{cm}$ ,  $h= 40 \text{ cm}$

### VIII.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 :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 56,67 \text{cm} \leq h \leq 85 \text{ cm}$$

On prend comme dimension :  $\begin{cases} \mathbf{h} = 80 \text{cm} , \mathbf{d} = 72 \text{cm.} \\ \mathbf{b} = 50 \text{cm.} \end{cases}$

#### VIII.3.1 Vérification des contraintes du sol :

On doit vérifier la de sol sous radier a L'ELS sous l'action de la superstructure ainsi son poids propre et compris les poutres de libage.

**Poids propre du radier :**

$$G_{\text{radier}} = \gamma_{\text{BA}} \cdot (h_r \cdot S_r + h_p \cdot b_p \cdot \sum L_i)$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \cdot ((0,40 \times 449,87) + (0,80 \times 0,50 \times 96,42)) = 4537,27 \text{KN}$$

$$N_{\text{ser}} = G_{\text{radier}} + N_{\text{ser superstructure}} = 4537,27 + 28441 = 32978,27 \text{KN}$$

Donc on va vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} < 200 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{28441}{449,78} = 63,23 \text{KN} / \text{m}^2 < 200 \text{KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

#### VIII.3.2 La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre :  $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,5 \times 0,80^3}{12} = 0,021m^4$  .

E : module d'élasticité du béton,  $E = 3216420 \text{ t/m}^2$  .

b : largeur de la poutre :  $b = 0,50 \text{ m}$

K : coefficient de la raideur de sol  $k = 500 \text{ t/m}^3$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,021}{500 \times 0,50}} = 3,20m$$

$$L_{max} = 3,20m < \frac{\pi}{2} \times L_e = 5,024m \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$L_{max}$  : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

**VIII.4 Evaluation des charges pour le calcul du radier :**

**VIII.4.1 Poids unitaire du radier :**

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{28441}{449,78} = 63,23KN / m^2$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 25 \times 0,40 = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{max} = \sigma_{max} + \sigma_{radier} = 63,23 + 10 = 73,23 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 87,61 \text{ Si } \alpha = L_x / L_y < 0,4 :$$

**VIII.5 Ferrailage du radier :**

**VIII.5.1 Ferrailage des dalles :**

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis  $L_x$  et  $L_y$  avec  $L_x \leq L_y$ .

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1<sup>ère</sup> cas :

**Si  $\alpha = L_x / L_y \geq 0,4$  :** La dalle porte suivant les deux directions.

Les moments sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{bx} = Q \cdot L_x^2 \\ M_{by} = M_y \text{ ou } \dots \end{cases}$$

**Moment en travée :**

$M_t = 0,85M_o$ .....panneau de rive.

$M_t = 0,75M_o$ .....panneau intermédiaire.

**Moment sur appuis :**

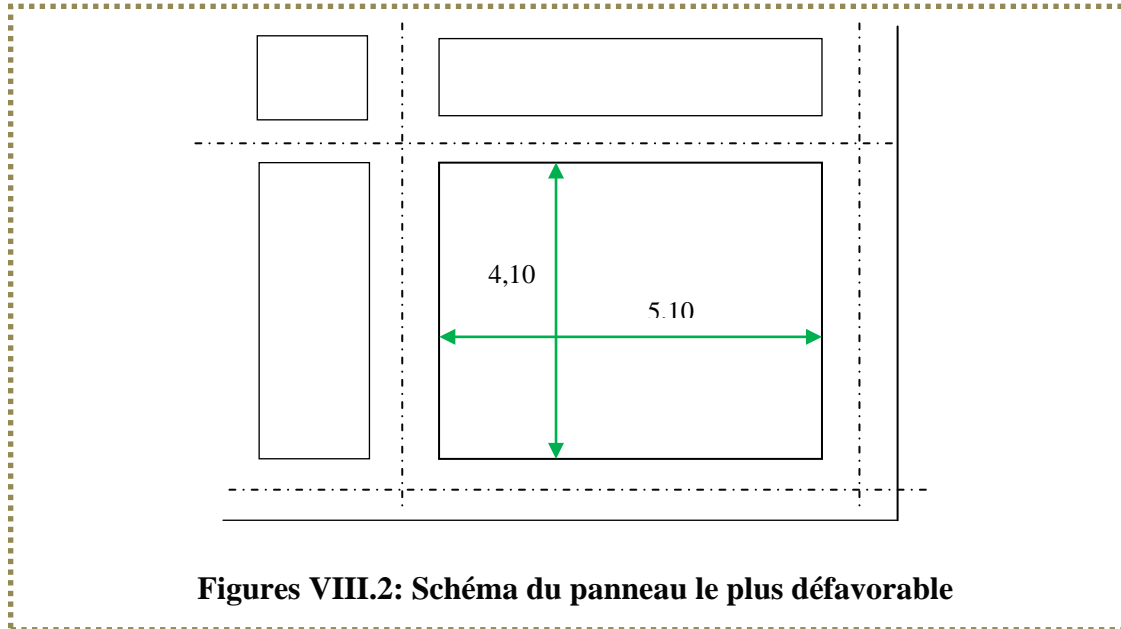
$M_a = 0,4 M_o$ .....appuis de rive.

$M_a = 0,5M_o$ .....appuis intermédiaire

2<sup>ème</sup> cas :

Si  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4$  : 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.



Figures VIII.2: Schéma du panneau le plus défavorable

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,10}{4,1} = 1,2 > 0,4$$

Donc La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0,99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$$

$$M_{bx} = Q \cdot L_x \quad \overset{2}{x} M \rightarrow 0,0368 \cdot 87,61 \cdot 5,10 \quad ^2$$

$$M_{ox} = 83,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{by} = M_y \quad \overset{ox}{by} M \rightarrow 1,0000 \cdot 83,86$$

$$M_{oy} = 83,86 \text{ KN.m}$$

En travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 83,86 = 71,28 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{71,28 \times 10^3}{100 \times 72^2 \times 14,17} = 0,01 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{71,28 \times 10^3}{0,995 \times 72 \times 348} = 2,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12/ ml ;  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $St = 25 \text{ cm}$

**Sens y:**

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 83,86 = 71,28 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{71,28 \times 10^3}{100 \times 72^2 \times 14,17} = 0,01 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{71,28 \times 10^3}{0,995 \times 63 \times 348} = 2,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12/ ml ;  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $St = 25 \text{ cm}$

**Sur appuis :**

**Appui de rive :**

$$M_{a \text{ rive}} = 0,3M_{0x} = 0,3 \times 83,86 = 25,16 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ rive}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25,16 \times 10^3}{100 \times 72^2 \times 14,17} = 0,003 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,998$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ rive}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25,16 \times 10^3}{0,998 \times 72 \times 348} = 1,006 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 / ml ;  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $St = 25 \text{ cm}$

**Appui intermédiaire :**

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 83,86 = 41,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ inter}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41,93 \times 10^3}{100 \times 72^2 \times 14,17} = 0,006 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,997$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ inter}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{41,93 \times 10^3}{0,997 \times 72 \times 348} = 1,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 / ml ;  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $St = 25 \text{ cm}$

**VIII.5.2 Vérification de l'espacement :**

Dans le sens le plus sollicité :

$$\begin{cases} S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.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 :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 \times f_{tj} \rightarrow 1,5 = 2,1 \times (2,84) \text{ MPa} =$$

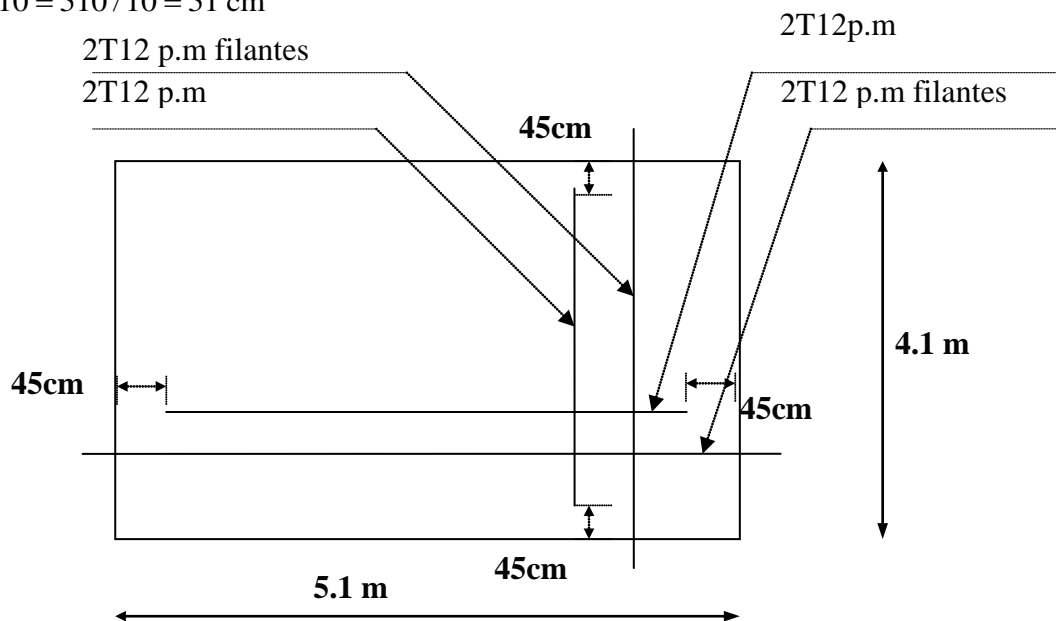
$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max \{L_s ; 0,2L_x\} \rightarrow L_1 = \max \{42,25 ; 102\} = 102 \text{ cm}$$

**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 :

$$L_x / 10 = 510 / 10 = 51 \text{ cm}$$



**Figure VIII.3 : Armatures supérieures (en travée)**

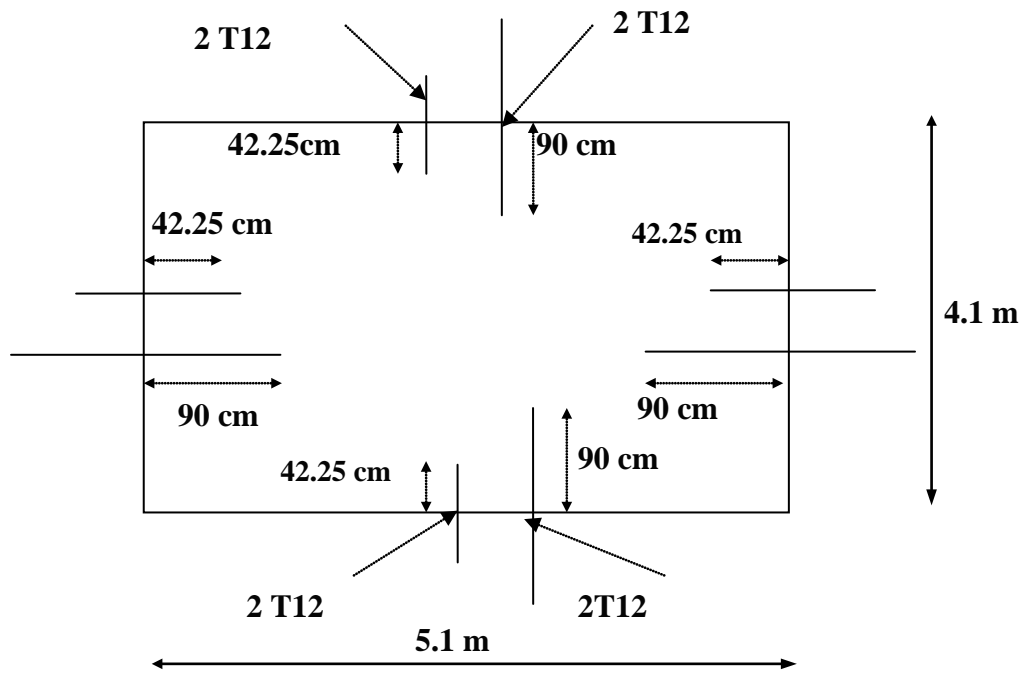


Figure VIII.4 : Armatures inférieures (sur appuis)

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.

Sens longitudinal (y) :

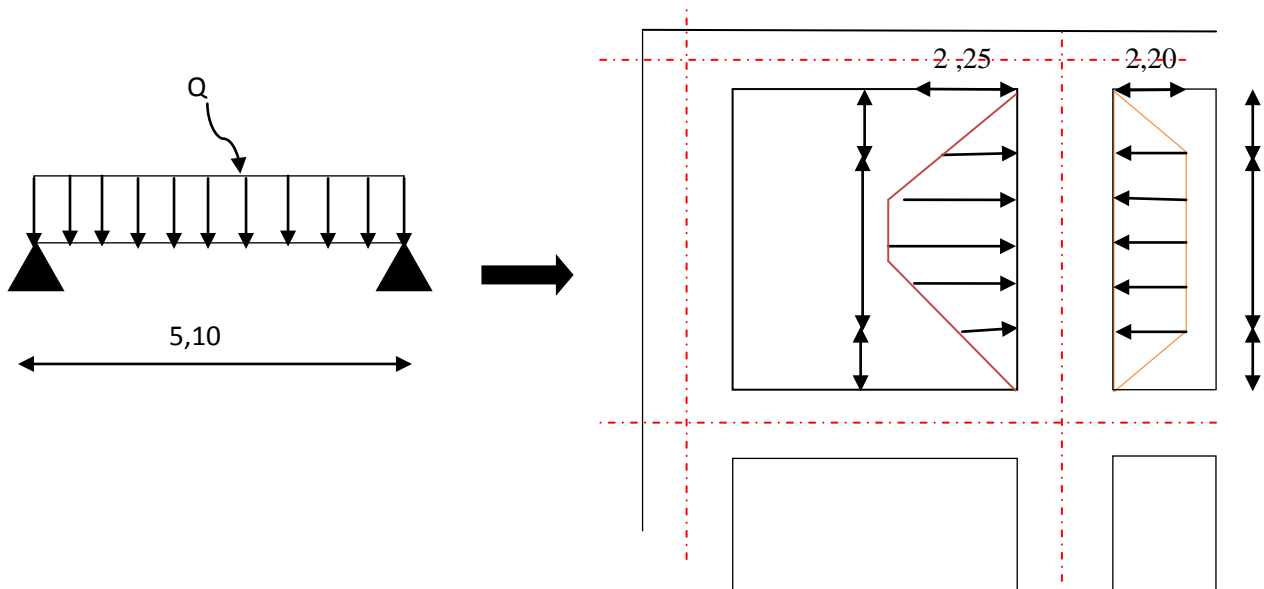


Figure VIII.5 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

**Calcul de Q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L_{x1}^2}{3L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x1} + \left( 1 - \frac{L_{x2}^2}{L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x2} \right]$$

**Avec :**

$$L_{x1} = L_{y1} = 5,10 \text{ m}$$

$$L_{y2} = 4,1 \text{ m}$$

$$Q = 53,23 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**Donc :**

$$Q' = \frac{53,23}{2} \left[ \left( 1 - \frac{(5,1)^2}{3 \cdot (5,1)^2} \right) \cdot 5,1 + \left( 1 - \frac{(4,1)^2}{(5,1)^2} \right) \cdot 4,1 \right] = 129,08 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{129,08 \times 5,1^2}{8} = 419,68 \text{ KN.m}$$

**Calcul du ferrailage :**

**En travée :**

$$M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 419,68 = 356,72 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{356,72 \times 10^3}{50 \times 72^2 \times 14,17} = 0,1 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,947$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{356,72 \times 10^3}{0,947 \times 72 \times 348} = 15,03 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} & \text{lit 3T16} \\ 2^{\text{ème}} & \text{lit 3T16} \Rightarrow A = 18,10 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} & \text{lit 3T16} \end{cases}$$

**En appuis :**

$$M_a = 0,4M_{0x} = 0,4 \times 419,68 = 167,87 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{167,87 \times 10^3}{50 \times 72^2 \times 14,17} = 0,045 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,976$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{167,87 \times 10^3}{0,976 \times 72 \times 348} = 6,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$



On adopte : 3T14 (Fil) + 3T14 (chap) ;  $A = 9,24 \text{ cm}^2$

b. Sens transversal(x) :

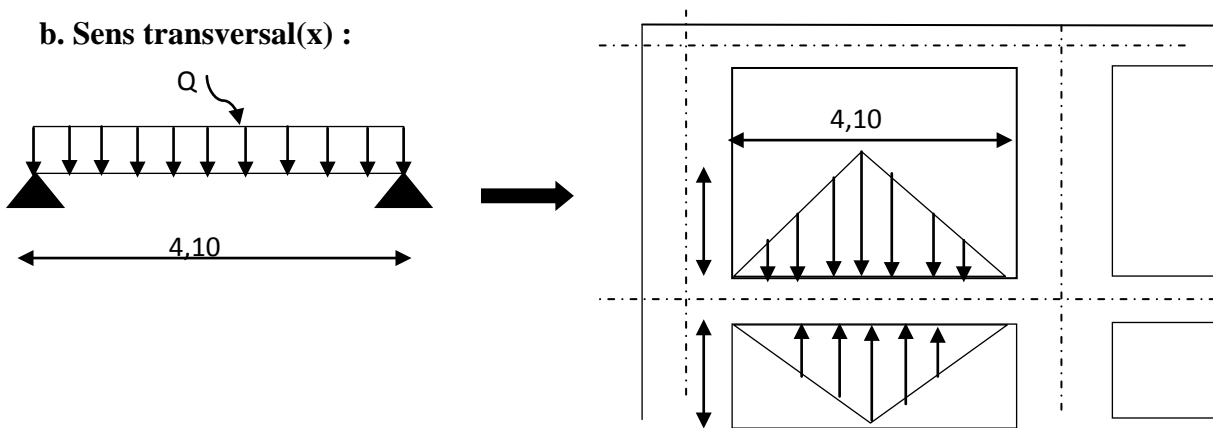


Figure VIII.6 : Répartition des charges sur les poutres selon les

Calcul de  $Q'$  :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 53,23 \times 4,1 = 145,5 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{145,5 \times 4,1^2}{8} = 305,72 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 305,73 = 259,87 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{259,87 \times 10^3}{50 \times 72^2 \times 14,17} = 0,07 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,964$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{259,87 \times 10^3}{0,964 \times 72 \times 348} = 10,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} & \text{lit 3T16} \\ 2^{\text{eme}} & \text{lit 34T16} \Rightarrow A = 18,10 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} & \text{lit 3T16} \end{cases}$$

En appuis :

$$M_a = 0,4M_{0x} = 0,4 \times 305,73 = 122,29 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{122,29 \times 10^3}{50 \times 72^2 \times 14,17} = 0,03 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,985$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{122,29 \times 10^3}{0,985 \times 72 \times 348} = 4,95 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 3T14+3T14 Soit (A =9,24 cm²).

**VIII.6.1 Contraint de cisaillement :**

**Calcul de l'effort tranchant :**

**Sens longitudinal :**

$$T = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L_{x1}}{2L_y} \right) \cdot L_{x1} + \left( 1 - \frac{L_{x2}}{2L_y} \right) \cdot L_{x2} \right]$$

$$T = \frac{53,23}{2} \left[ \left( 1 - \frac{5,1}{2 \times 5,1} \right) \times 5,1 + \left( 1 - \frac{4,1}{2 \times 5,1} \right) \cdot 4,1 \right] = 133,34 \text{ KN}$$

**Sens transversal :**

$$T = \frac{Q}{2} \cdot L_{x1} = \frac{53,23}{2} \times 5,1 = 135,76 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 135,73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{135,73}{0,5 \times 0,72 \times 1000} = 0,37 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = \min(2,5 ; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,37 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

**Diamètre :**

$$\varphi_t \leq \min(h / 35; \varphi_1; b / 10) = \min(20; 20; 50) = 20 \text{ mm}$$

on prend  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

**Espacement :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \text{min}\right) = 7,5 ; 24 \quad 17,5 ; 30 \text{ cm}$$

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

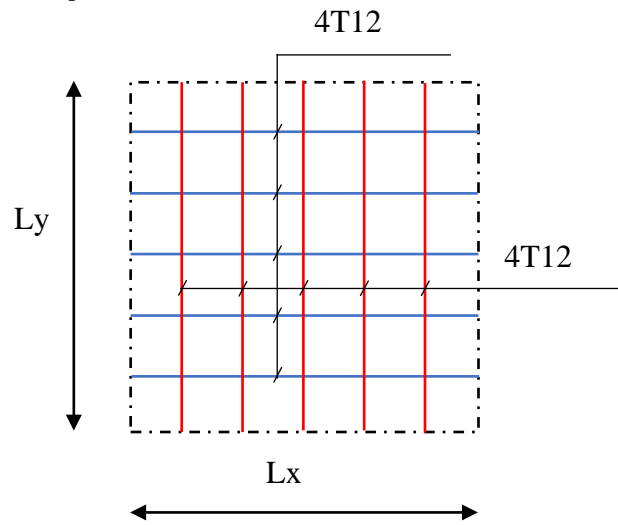
$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \tau_u \cdot 0,3 \cdot f_{c28}}$$

$$A_t \geq \frac{b \cdot \tau_u \cdot 0,3 \cdot f_{c28} \cdot S_t}{0,8 \cdot f_e} = \frac{0,37 \cdot 0,3 \cdot 2,1 \cdot 30 \cdot 12}{0,8 \times 400} = 0,49$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T10, A=3.14cm²/m.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,33; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4$$

$$\frac{3,14 \times 400}{50 \times 12} = 2,09 > 0,40 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$



Figures VIII.7 : Disposition des armatures dans le radier par mètre linéaire

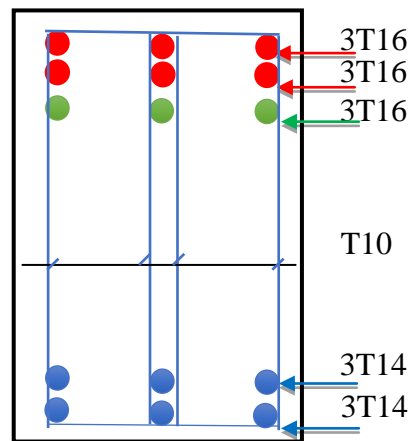


Figure VIII.8 Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal)

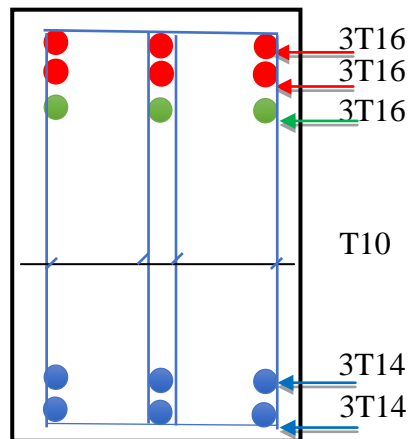


Figure VIII.9 Ferrailage de la poutre de libage (sens transversal)

### VIII.1. Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

### VIII.2. Voile périphérique

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- L'épaisseur  $\geq 15\text{cm}$ ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical);
- Un recouvrement de  $40\phi$  pour le renforcement des angles.

On adopte  $e = 15\text{cm}$ , la hauteur du voile périphérique  $h = 3.00\text{m}$  et on fait le calcul pour une bande de 1m de largeur:

- Q: Surcharge d'exploitation  $Q = 4\text{kN/m}^2$ ;
- $\gamma$ : Poids volumique de la terre  $\gamma = 18\text{ kN/m}^3$ ;
- $\phi$ : Angle de frottement interne du sol  $\phi = 30^\circ$ ;
- C : La cohésion ( $C = 0,2\text{ bar}$ ).
- $K_a$ : Coefficient de poussée des terres:  $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2C \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$

On a :  $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$K_a' = \frac{K_a}{\cos(\beta - \lambda)} = K_a = \tan^2(45^\circ - 15^\circ) - 2 \times 0,2 \tan(45^\circ - 15^\circ) = 0,102$$

#### 1. Calcul des charges

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

**a. Poussée des terres**

$$p_1 = Ka \times \gamma \times h = 0,102 \times 1,8 \times 3 = 0,55 \text{ t/ml}$$

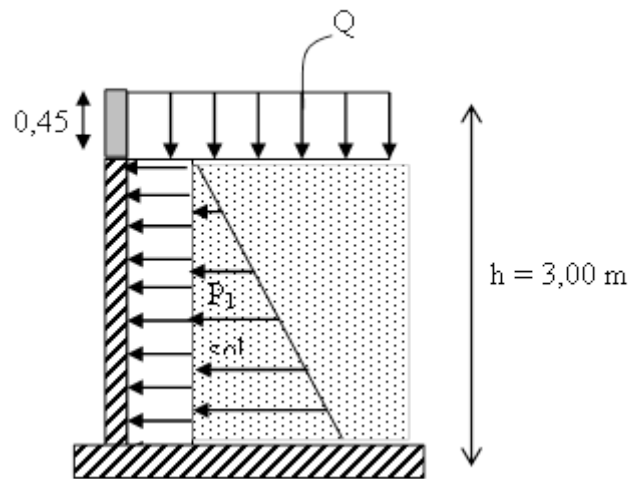
**b. Poussée supplémentaire due à la surcharge**

$$p_2 = Ka' \times q \times h = 0,102 \times 0,4 \times 3 = 0,12 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à  $p_2$  est alors un rectangle de hauteur  $h$  et de base  $Ka' \cdot q$ . et la résultante  $p_2$  passe au milieu de la hauteur du mur.

**c. Charge pondérée**

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 0,92 \text{ t/m}$$



**Figure VIII.10:** Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique

**2. Calcul des sollicitations**

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 3 - 0,45 = 2,55 \text{ m} \\ L_y = 5,1 - 0,5 = 4,6 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,55 > 0,4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,81 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0894 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0894 \times 0,92 \times 2,55^2 = 0,53 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,2500 \times 0,53 = 0,132 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Les valeurs des moments en travées sont: } \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,450 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,112 \text{ t.m} \end{cases}$$



➤ Vérification:

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 0,113 \text{ t.m} > 0,07 \text{ t.m}$$

### 3. Calcul du ferrailage

• Sens x :

$$M_{tx} = 0,450 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,450 \times 10^4}{14,20 \times 13,5^2 \times 100} = 0,017 < \mu_l = 0,392$$

$$\rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,006 \rightarrow \beta = 0,991 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,450 \times 10^4}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,96 \text{ cm}^2$$

• Sens-y:

$$M_{ty} = 0,112 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,112 \times 10^4}{14,20 \times 13,5^2 \times 100} = 0,004 < \mu_l = 0,392$$

$$\rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,008 \rightarrow \beta = 0,998 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,112 \times 10^4}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité:

• Sens  $L_y$ :

D'après le RPA 99/2003:

$$A_{y \min} = 0,1\% b \times e = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91:

$$A_{y \min} = 8xe = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend: } 5T12 \rightarrow A_{ty} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Sens  $L_x$ :

D'après le RPA 99/2003:

$$A_{x \min} = 0,1\% b \times e = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91:

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left( \frac{3 - 0,55}{2} \right) = 2,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend: } 5T12 \rightarrow A_{tx} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### 4. Vérifications

##### a. Vérification de l'effort tranchant

On a  $\alpha = 0,55 > 0,4$  donc:

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2 \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = 0,92 \times \frac{2,55}{2 \left(1 + \frac{0,55}{2}\right)} = 0,92 \text{ t} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 0,92 \times \frac{2,55}{3} = 0,78 \text{ t} < V_x = 0,92 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_x = V_{\max} = 0,92 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{db_0} = \frac{0,92 \times 10^4}{13,5 \times 100 \times 10^2} = 0,068 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ultime}} = \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{\text{ultime}} \Rightarrow$  La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

##### b. Vérification des contraintes à l'E.L.S

$$\text{Avec: } \begin{cases} \alpha = 0,55 \\ \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0936 \\ \mu_y = 0,4150 \end{cases}$$

$$Q_{\text{ser}} = p_1 + p_2 = 0,67 \text{ t/ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0936 \times 0,67 \times 2,55^2 = 0,45 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,4150 \times 0,45 = 0,187 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Les valeurs des moments en travées sont: } \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,38 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,159 \text{ t.m} \end{cases}$$

- Sens x:

##### a. Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 84,75y - 1144,125 = 0$$

$$\rightarrow y = 4,01 \text{ cm}$$

b. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = 9781,96 \text{ cm}^4$$

c. Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,38 \times 10^4}{9781,96} \times 4,01 = 1,55 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

d. 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,  $\phi \geq 6 \text{ mm}$ ;  $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{0,38 \times 10^4}{9781,96} \times (13,5 - 4,01) = 55,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 55,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent

- Sens-y:

a. Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow y = 4,01 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = 9781,96 \text{ cm}^4$$

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,159 \times 10^4}{9781,96} \times 4,01 = 0,65 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$



d) Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{0,159 \times 10^4}{9781,96} \times (13,5 - 4,01) = 23,14 MPa$$

$$\sigma_{st} = 23,14 MPa < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 MPa ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile périphérique sera ferrailé en deux nappes avec **5T12** ( $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) chacune est avec un espacement **S<sub>t</sub> = 20 cm**.

### Conclusion :

Les fondations ont pour rôle de transmettre les charges au sol .Elle sont choisies selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur d'ancrage.

Pour connaitre 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 générale*

## Conclusion générale

Notre projet de fin d'études 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).



# *Références bibliographiques*

# *Références Bibliographiques*

## ***REGLEMENT :***

- BAEL 91 (version 99) : Béton Armé aux Etats Limites
- RPA 99 (version 2003) : Règlements Parasismiques Algériens
- CBA 93 : Calcul de Béton Armé
- DTR B.C 2.2 : Document Technique Réglementaire (Charges Permanentes et Charges d'Exploitations)
- Cours Parasismique, Béton Armé, Analyse des Structures.

## ***LOGICIELS :***

- (ETAPS 9.6). 2007.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- WORD 2010 , Excel 2010
- AUTO CAD 2007.

### **Les mémoires:**

- Mémoire Bencheikh Zohra et Boudouaia Abdelwahab, étude d'une tour R+8 avec sous sol à usage multiple contreventée par des voiles et des portiques.