



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**ETUDE D'UNE TOUR EN R+9 PLUS SOUS SOL
EN BETON ARMEE**

Présenté par :

-M^{me} GARTI Halima

La commission de jury composée de :

Président : Mr BOURDIM Sidi mohamed Elamine

Examineur : Mr SABEUR Bendehiba

Encadreure : M^{elle} DJILALI Nassira

Année Universitaire : 2019 / 2020

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier en premier lieu ALLAH, le Tout Puissant et Miséricordieux qui m'a donné la force, la volonté et le courage pour mener à bonne fin ce travail.

Je remercie chaleureusement mon encadreur Melle BELDJILALI.N de m'avoir pris en charge, je tiens à remercier aussi M^{er} CHAIBEDRA.B pour leur disponibilité, leur aide et leur précieux conseils.

Je tiens à adresser mes sincères remerciements à tous les enseignants de département génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur.

Enfin, à tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien de loin ou de près, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

Dédicace

Je dédie ce travail marquant de ma vie ,à la mémoire de mon père disparu trop tot.

J'espère que, du monde qui est sein maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'une fille qui a toujours priée pour le salut de son âme .Puisse dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde

halima

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une structure en béton armé à usage multiple, constitué d'un sous-sol plus rez de chaussée plus (9) étages, implanté dans la wilaya de SIDI BELABESS. Cette région est classée en zone sismique I selon le règlement parasismique RPA99 version 2003. Cette étude se compose de cinq parties :

En première partie une description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, ensuite un pré-dimensionnement de la structure et enfin une descente des charges.

La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les poutrelles ; dalles pleines ; escaliers , l'acrotère et l'ascenseur).

Dans la troisième partie une étude dynamique de la structure d'où on déterminera les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitations et charge sismique), en s'appuyant sur le logiciel **Autodesk RobotBat 2017**

Le quatrième chapitre comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles), tout en prenant en compte les règlements parasismique RPA99 version 2003 et les recommandations du BAEL91 modifié 99.

Et en fin la dernière partie est consacrée à l'étude de l'infrastructure .

ABSTRACT

This project presents a detailed study of a reinforced concrete structure for multiple use. The structure consists of a ground floor plus (7) stories, implanted in the province of Tlemcen. This region is classified as a seismic zone I based on the parasismic regulation RPA99 version 2003. This study consists of five parts:

The first part consists of a general description along with a presentation of the project, then the pre-dimensioning of the structure and the load distribution.

The second part is entirely devoted to the secondary elements (girders; solid slabs; stairway; acroterion and the elevator).

Furthermore, a detailed dynamic study after the determination of the different solicitations due to loadings (permanent loads, exploitation loads and seismic loads; based on the **Autodesk RobotBat 2017** .)

Then we calculate the different reinforcements used in the structure (posts, girder, veils).

All the calculations follow the regulation (RPA99V2003, BAEL91 revised 99).

And finally the last part is devoted to the study of the infrastructure.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة لهيكل من الخرسانة المسلحة لاستخدام السكني، يتألف من طابق تحت أرضي بالإضافة إلى طابق أرضي +تسع طوابق، تقع في ولاية سيدي بلعباس تصنف هذه المنطقة في المنطقة الزلزالية I وفقاً لائحة الزلزالية RPA99 إصدار 2003. تتكون هذه الدراسة من خمسة أجزاء:

في الجزء الاول، الوصف العام مع عرض للمشروع، ثم الابعاد السابقة للهيكل، ثم تنزيل الاحمال.

خصص الجزء الثاني للعناصر الثانوية (العوارض، اللوح الصلبة، الدرج، والمصعد).

بالاضافة إلى ذلك، الدراسة الديناميكية بعد تحديد الضغوط المختلفة بسبب التحميل (الاحمال الدائمة، الاستغلال والحمل الزلزالي، بالاعتماد على برنامج **Autodesk RobotBat 2017** .

بعد ذلك يشمل تعزيز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (المشاركات، الحزم، الأشرطة). تستند جميع الحسابات على قواعد الحساب والتحقق للخرسانة المسلحة (RPA99V2003، BAEL91 المعدلة .

99

الجزء الاخير، خصصناه لدراسة البنية التحتية للبناء.

SOMMAIRE

Liste des Tableaux	
Liste des figures	
Notations	
Conclusion générale	
CHAPITRE I : Introduction et Présentation du projet	
I-1/ INTRODUCTION	01
I-2/ PRESENTATION DU PROJET	01
I.2.1) Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit	02
I-3/ CONCEPTION DE LA STRUCTURE	02
I.3.1) Superstructure	02
I.3.2) Infrastructure	03
I-4/ CARACTERISTIQUI MECANIQUE DES MATERIAUX	04
I.4.1) Béton	04
I.4.2) Acier	06
I.4.3) Béton armé	08
I-5/ MATERIAUX DE CONSTRUCTION	09
I-6/ COMBINAISON DE CALCUL	10
I-7/ LES REGLEMENT UTILISES	10
I-8/ LES LOGICIELS UTILISES	10
CHAPITRE II Pré dimensionnement	
II-1/ INTRODUCTION	13
II-2/PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	13
II.2.1) Poutres principales	13
II.2.2) Poutres secondaires	14
II-3/PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS	15
II.3.1) Plancher à corps creux	15
II.3.2) planchers dalle pleine	16
II-4/DESCENTE DE CHARGE	17
II.4.1) Plancher terrasse inaccessible	17
II.4.2) Plancher étage courant	18

II.4.3) plancher haut du sous-sol	19
II-5/ LES POTEAUX	21
II.5.1) Exemple de calcul	23
II-6/ PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES	25
II.6.1) Voile de contreventement	26
II.6.2) Voile périphérique de sous- sol	26
II.6.3) Voile d'ascenseur.....	26
II-7/PRE DIMENSIONNEMENT D'ACROTERE	27
CHAPITRE III Etude des planchers	
III-1/ INTRODUCTION	30
III-2/ PLANCHER A CORPS CREUX	30
III.2.1) pré dimensionnement des poutrelles	31
III.2.2) Ferrailage de la dalle de compression	32
III.2.3) Etude des poutrelles	33
III.2.4) Détermination des armatures	42
III.2.5) Calcul des armatures transversales	46
III.2.6) Vérification de la flèche	48
III-3/ PLANCHER A DALLE PLEINE	51
III.3.1) Méthode de calcul	51
III.3.2) Evaluation des charges et combinaisons fondamentales	53
III.3.3) calcul des moments fléchissant	55
<u>III.3.4) Calcul du ferrailage de la dalle pleine</u>	<u>55</u>
<u>III.3.5) Vérification des contraintes de cisaillement</u>	<u>58</u>
<u>III.3.6) Vérification de la flèche</u>	<u>59</u>
CHAPITRE IV Etude des éléments non structuraux	
IV-1/ LES ESCALIERS	61
IV.1.1/ Paillasse à double palier	62

IV-2/ ETUDE DE L'ACROTERE.....	73
IV.2.1) Détermination des sollicitations	73
IV.2.2) Détermination des armatures	74
IV.2.3) Vérification des contraintes de cisaillement	78
IV.2.4) schéma de ferrailage	79
IV.3/ ETUDE DE L'ASCENSEUR	79
IV.3.1) Définition	79
IV.3.2) Etude de l'ascenseur	79
IV.3.3) Descente de charges	80
IV.3.4) Etude du plancher	83
IV.3.5) Calcul du ferrailage de la dalle pleine	88
IV.3.6) Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire	89
CHAPITRE V Etude Sismique	
V-1/ INTRODUCTION	91
V-2/ CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL	91
V.2.1) Méthode statique équivalente	91
V.2.2) Méthode dynamique modale spectral	93
V.3) Etapes de modelisation	94
V.4) Calcul de la force sismique par la methode statique.....	95
V-5) Calcule de la force sismique par l'analyse dynamique modal spectral.....	98
V-6) VERIFICATIONS VIS-à-VIS LE REGLEMENT RPA99 VERSION 2003	101
V.6.1) Verification du comportement dynamique	101
V.6.2) Verification art 4 . 3 .4 RPA 2003	104
V.6.3) Verification art 4.2.4 RPA2003.....	105
V.6.4) Verification dela periode 4.2.4.4 RPA2003.....	105
V.6.5) Verification art 7.4.3.1 RPA2003.....	106
V.6.6) Verification art 4.3.6 RPA2003.....	106
V.6.7 Verification art 5.10 RPA2003.....	107
V.6.8) Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ	108
CHAPITRE VI Etude des portiques	
VI-1/ INTRODUCTION	112

VI-2/ DEFINITION	112
VI-3/ FERRAILLAGE DES PORTIQUES	112
VI.3.1) Combinaisons d'actions	112
VI.3.2) Ferrailage des poutres	113
VI.3.3) Ferrailage des poteaux	121
CHAPITRE VII Etude des voiles	
.....	
VII.1) Introduction	140
VII.2) Détermination de Ferrailage des voiles de contreventement	140
VII-2 .1) Les armatures verticales	141
VII.2.2) Les armatures horizontales.....	142
VII.2.3) Exemple de calcul	143
VII.2.4) ferrailages de linteau	147
VII.3) ETUDE DE VOILES PERIPHERIQUE	151
CHAPITRE VIII Etude de l'infrastructure	
VIII-1/ INTRODUCTION	159
VIII-2/ PRE DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES.....	159
VIII-3/ ETUDE DU RADIER	160
VIII.3.1) Généralité	160
VIII.3.2) pré dimensionnement du radier	161
VIII.3.3) Détermination des sollicitations	165
VIII.3.4) Ferrailage du radier	169
VIII.3.5) Ferrailage du débordement	174
VIII.3.6) Ferrailage des poutres	177
VIII-4/ ETUDE DES LONGRINES	186
Conclusion général	189
Bibliographie	190

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I :	INTRODUCTION ET PRESENTATION DU PROJET	Page
	Tableau I.1. Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques	06
	Tableau I.2. Matériaux de construction	09
CHAPITRE II :	PREDIMENSIONNEMENT	
	Tableau II.1. Charges et combinaisons des charges	19
	Tableau II.2. la loi de dégression	20
	Tableau II.3. dimensionnement des poteaux	28
CHAPITRE III :	ETUDE DES PLANCHERS	
	Tableau.III.1. Tableau récapitulatif des moments fléchissant et les efforts tranchants maximaux	41
	Tableau III.2. Ferrailage de la poutrelle.....	51
	Tableau III.3. Tableau récapitulatif des sollicitations maximales (dalle pleine)	55
	Tableau III.4. Ferrailage de dalle pleine	58
CHAPITRE IV :	ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	
	Tableau IV.1 Moments fléchissant maximaux	67
	Tableau IV.2. Tableau récapitulatif du ferrailage	67
	Tableau IV.3. Moments fléchissant maximaux (poutre palière)	70
	Tableau IV.4. Tableau récapitulatif du ferrailage (poutre palière)	71
	Tableau IV.5. caractéristiques des câbles	82
	Tableau IV.6. Tableau récapitulatif des résultats (ascenseur)	86
	Tableau IV.7 . tableau récapitulatif des moments en travée et en appui (ascenseur)	88
	Tableau IV.8. Tableau récapitulatif du ferrailage (dalle plain d'ascenseur)	89
CHAPITRE V :	ETUDE SISMIQUE	
	Tableau V.1. Valeurs des pénalités	97
	Tableau V.2. Récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalent.....	98

Tableau V.3. Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique	99
Tableau V.4. Période et facteurs de participation massique	101
Tableau V.5 Période fondamentale et spectre de réponse	105
Tableau V.6 Vérification de l'effort normal réduit	106
Tableau V.7 L'effort tranchant à la base	107
Tableau V.8 Valeurs des déplacements inter-étages	108
Tableau V.9 Vérificaion des effets P-Δ sens X	109
Tableau V.10 Vérificaion des effets P-Δ sens Y	109
CHAPITRE VI :	ETUDE DES PORTIQUES
Tableau VI. 1. Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants (poutre) ..	114
Tableau VI.2 . Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales	119
Tableau VI. 3. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires	119
Tableau VI.4. Tableau récapitulatif des sollicitations (poteau)	125
Tableau VI.5. Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux	137
CHAPITRE VII :	ETUDE DES VOILES
Tableau VII.1. Tableau récapitulatif des sollicitations.....	144
Tableau VII.2. Tableau récapitulatif des sollicitations en travées et en appuis	155
CHAPITRE VIII :	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
Tableau VIII.1. Dimensions des poutres	165
Tableau VIII.2. Tableau récapitulatif des sollicitations maximales (radier)	169
Tableau VIII.3. Tableau ferrailage de la dalle du radier	174
Tableau VIII.4. Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres	178
Tableau VIII.5. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales	183
Tableau VIII.6. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires	184

LISTE DES FIGURE

CHAPITRE I :	INTRODUCTION ET PRESENTATION DU PROJET	Page
Fig. I.1. Coupe transversale d'un mur de façade		03
Fig. I.2. Diagramme contraintes - déformation de calcul du béton (E.L.U)		06
Fig. I.3. Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à (E.L.S)		06
Fig. I.4. Diagramme contrainte déformation pour tous les aciers		07
CHAPITRE II :	PREDIMENSIONNEMENT	
Fig. II.1. Section d'une poutre		13
Fig. II.2. Plancher à corps creux		15
Fig. II.3. Dimensions d'un panneau de dalle		16
Fig. II.4. Disposition des matériaux pour Plancher à corps creux de la terrasse		17
Fig. II.5. Disposition des matériaux pour Plancher à corps creux de l'étage courant		18
Fig. II.6. Coupe transversale d'un plancher à dalle pleine		19
Fig. II.7. Schéma de la loi de dégression		21
Fig. II.8. Schéma représentatif d'un étage courant		21
Fig. II.9. Surface afférente au poteau le plus sollicité		23
Fig. II.10. Coupe sur voile en élévation		25
Fig. II.11. Vue en plan des voiles		25
Fig. II.12. Dimensions d'acrotère		27
CHAPITRE III :	ETUDE DES PLANCHERS	
Fig.III.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux		30
Fig.III.2. Dimensions des poutrelles		31
Fig.III.3. Schéma de poutrelle (Section de calcul)		31
Fig.III.4. Définition des moments		33
Fig.III.5. Moments sur appuis intermédiaires		34
Fig.III.6. Schéma statique des poutrelles		36
Fig.III.7. Diagramme des moments fléchissant à [E.L.U.] (poutrelle type1)		40
Fig.III.8. Diagramme des moments fléchissant à [E.L.S.] (poutrelle type1)		40
Fig.III.9. Diagramme de l'effort tranchant		41
Fig.III.10. Section de calcul en travée		42
Fig.III.11. Section de calcul en appui		44
Fig.III.12. L'influence de l'effort tranchant sur un appui de rive		45

Fig.III.13. L'influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire	46
Fig.III.14. Hypothèse de calcul	52
Fig.III.15. Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement	52
Fig.III.16. Enrobage	53
Fig.III.17. Schéma représentatif de différents types des panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant	54
Fig.III.18. Le panneau le plus défavorable.....	55
Fig.III.19. Section de calcul en travée sens x-x	55
Fig.III.20. Section de calcul en travée sens y-y	57
Fig.III.21. Schéma de ferrailage de la dalle pleine	59
CHAPITRE IV :	ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES
Fig. IV.1. Schéma d'un escalier	61
Fig. IV.2. Vue en plan de l'escalier	62
Fig. IV.3. Coupe au niveau de l'escalier.....	63
Fig. IV.4. Schéma statique.....	65
Fig. IV.5. Schéma statique de la poutre palière	68
Fig. IV.6. Schéma de ferrailage de l'escalier.....	72
Fig. IV.7. Schéma de ferrailage de la poutre palière	73
Fig. IV.8. Dimensions et schéma statique de l'acrotère	73
Fig.IV.9. Section de calcul(acrotère)	74
Fig. IV.10. Position du point d'application de l'effort normal N^u	75
Fig. IV.11. Position du point d'application de l'effort normal N^{ser}	76
Fig. IV.12. Schéma de ferrailage de l'acrotère	79
Fig. IV.13. Dimensions de l'ascenseur	80
Fig. IV.14. Abaque de détermination de suspentes	81
Fig. IV.15. Schéma pour le calcul des moments dus aux charges localisées	85
Fig. IV.16. Dimensions de panneau de dalle d'ascenseur	86
Fig. IV.17. Section de calcul(la dalle d'ascenseur sens x-x)	88
Fig. IV.18. Section de calcul(la dalle d'ascenseur sens y-y)	88
CHAPITRE V :	ETUDE SISMIQUE
Fig. V.1. Spectre de réponse en format Sa-t	99
Fig. V.2. Model 3D du bâtiment.....	100
Fig. V.3 Disposition des voiles.....	102

Fig. V.4 Mode 1 translation suivant Y	103
Fig. V.5. Mode 2 translation suivant X	103
Fig. V.6. Mode 3 torsion suivant Z	104
CHAPITRE VI :	ETUDE DES PORTIQUES
Fig.VI.1. Schéma de ferrailage des poutres principales	119
Fig.VI.2. Schéma de ferrailage des poutres secondaires	120
Fig.VI.3. Direction des moments et effort normal dans un poteau	121
Fig.VI.4. Schéma de La zone nodale	122
Fig.VI.5. Espacement entre les armatures longitudinales	122
Fig.VI.6. Les armatures transversales dans la zone de recouvrement	124
Fig.VI.7. Position du Point d'application de l'effort normal N_1^s	127
Fig.VI.8.Position du Point d'application de l'effort normal N^{ser}	134
Fig.VI.9. Schéma de ferrailage des poteaux	138
CHAPITRE VII :	ETUDE DES VOILES
Fig. VII.1. Sollicitation de calcul d'un voile	141
Fig. VII.2. Disposition des armatures	142
Fig. VII.3. Section de calcul suivant l'axe X-X	144
Fig. VII.4. Section de calcul suivant l'axe Y-Y	145
Fig. VII.5. Armatures de linteaux	147
Fig. VII.6. Shéma de ferrailage de linteau	150
Fig. VII.7. . Panneau de dalle appuie sur 4 coté	152
Fig. VII.8. Contrainte de voile	153
Fig. VII.9. Section de calcul en travée (x-x)	154
Fig. VII.10. Section de calcul en travée (y-y)	156
CHAPITRE VIII :	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
Fig. VIII.1. Dimension d'une semelle isolée	159
Fig. VIII.2. Schéma du radier général	161
Fig. VIII.3. Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité	162
Fig. VIII.4 Dimensionnement du feuillet moyen	163
Fig. VIII.5. Dimension du radier	164
Fig. VIII.6. Dimensions des poutres	165
Fig. VIII.7. Schéma des contraintes du sol	166
Fig. VIII.8. Encrage de la structure	168

Fig. VIII.9. Enrobage	170
Fig. VIII.10. Section de calcul dans le sens x-x	170
Fig. VIII.11. Section de calcul dans le sens y-y	170
Fig. VIII.12. Schéma statique et section de calcul du débordement	174
Fig. VIII.13. Schéma statique de la poutre principale	177
Fig. VIII.14. Schéma statique de la poutre secondaire	177
Fig. VIII.15. Schéma de ferrailage des poutres principales	184
Fig. VIII.16. Schéma de ferrailage des poutres secondaires	185
Fig. VIII.17. Schéma de ferrailage de la longrine	187

Notations

A'	Aire d'une section d'acier comprimée
A	Aire d'une section d'acier tendue.
A_t	Aire d'une section d'acier transversale.
B	Aire d'une section de béton comprimée.
B_o	Aire d'une section homogène.
E_i	Module de déformation instantané du béton.
E_v	Module de déformation différé du béton.
E_s	Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
M_u	Moment ultime.
M_{ser}	Moment de service.
T_u	Effort tranchant ultime.
a, b	Dimensions transversales d'un poteau.
b, h	Dimensions transversales d'une poutre.
h_o	Hauteur de la table de compression
D	Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.
f_{c28}	Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
f_{t28}	Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
f_e	Limite élastique de l'acier.
L_f	Longueur de flambement.
N	Coefficient d'équivalence acier – béton.
L_x	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.
L_y	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.
B_r	Section réduite du poteau.
M	Moment résistant de la table (section en T _e).
M_o	Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.
M_t	Moment fléchissant maximal en travée
M_a	Moment fléchissant maximal en appui.
N_u	Effort normal ultime
N_{ser}	Effort normal de service
I_o	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène
I_f	Moment d'inertie fictif
F	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G	Charge permanente
P	Surcharge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u	Chargement ultime
q_{ser}	Chargement de service
Δf_t	Flèche totale
L	Portée de la travée
δ_t	Espacement des armatures transversales
α	Coefficient sans dimension rapport $\frac{y}{d}$
γ_b	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
γ_s	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
η	Coefficient de fissuration relatif à une armature

λ	Elancement mécanique d'une pièce.
μ	Moment réduit ultime (sans dimensions)
ρ	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y} \right)$
σ_b	Contrainte de compression du béton
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle.
ν	Coefficient de poisson

CHAPITRE I

Introduction et Présentation du projet

I-1/INTRODUCTION:

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans le processus de construction des ouvrages. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation pour le master II.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière:

- ✓ Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût ;
- ✓ Elle ne doit pas s'endommager par des événements, tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines ;
- ✓ Elle doit résister pour des degrés de fiabilité à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard du coût d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et; pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (pour nous en Algérie, on se réfère au **RPA99**/version 2003, **BAEL 91** 'modifié' et **DTR BC 2.2**).

Dans le cadre de cette étude, on utilisera le logiciel de calcul par éléments finis robot bat pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **CBA93** et **RPA99**/version 2003.

I-2/PRESENTATION DU PROJET:

Le bâtiment sujet de cette étude est une tour composée d'1 sous-sol, RDC et 9 étages, dont le sous-sol est réservé à un parking, le RDC contient des locaux commerciaux, et le reste des étages sont à usage d'habitation.

L'ouvrage est considéré d'après le règlement parasismique Algérien « **RPA 99**(version2003)» de catégorie 2B. Il sera implanté à Sidi Belabess est considérée comme une région de faible sismicité classée en zone (I).

I.2.1) Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

- ✓ la hauteur de niveau sous- sol est : 3,06 m.
- ✓ la hauteur de niveau de RDC est : 3,40 m.
- ✓ la hauteur de chaque niveau d'habitation est : 3,06 m.
- ✓ la hauteur totale du bâtiment est : 34,00 m.
- ✓ la longueur totale du bâtiment en plan est : 22,10 m.
- ✓ la largeur totale du bâtiment en plan est : 20,50 m.

I-3/CONCEPTION DE LA STRUCTURE:**I.3.1) Superstructure:**

La structure de notre construction est considérée comme étant une structure mixte (portiques auto stable + voiles de contreventement).

Selon l'article 2.5.4 du RPA99/version2003 : les ouvrages doivent en général comporter :

- **les contreventements qui doivent être disposés de façon à :**
 - ✓ Reprendre une partie des charges verticales suffisante pour assurer leur stabilité ;
 - ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations et
 - ✓ Minimiser les effets de torsion.
- **Les planchers dans notre structure sont deux types :**
 - ✓ Dalle pleine au niveau de sous-sol .
 - ✓ Plancher à corps creux dans les autres niveaux.
- **Les circulations verticales dans notre structure sont assurées par :**
 - ✓ Ascenseur :Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par des murs voiles.
 - ✓ Escaliers : Dans notre structure on a un escalier à paillasses porteuses.
- **Maçonneries :**
- **Murs extérieurs :** ils seront composés en double parois
 - ✓ Briques creuses extérieures d'épaisseur 15 cm ;
 - ✓ L'âme d'air d'épaisseur 5 cm qui joue un rôle d'isolant thermique et acoustique et
 - ✓ Briques creuses intérieur d'épaisseur 10 cm.

Les parois seront couvertes d'une couche d'enduit à l'intérieur.

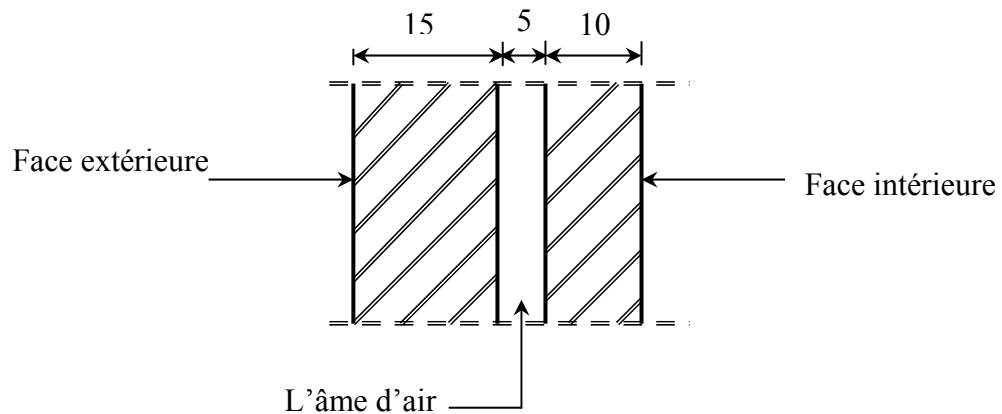


Fig.I.1: Coupe transversale d'un mur de façade

Mus intérieurs : seront composés de briques creuses d'épaisseur de 10 cm, les parois seront couvertes d'une couche d'enduit à l'intérieur.

I.3.2)Infrastructure :

Selon l'article 2.2 du RPA 99/version 2003, exception faite pour les constructions en (R+2) au maximum ou 11m de hauteur moyenne (type maison individuelle ou bâtiment assimilé dont la surface totale des planchers n'excède pas 400m²), les reconnaissances et l'étude de sol sont obligatoires.

A partir du rapport géotechnique du sol, on a obtenu les informations suivantes :

- ✓ Poids volumique du sol : $\gamma_h = 17,00 \text{ KN/m}^3$
- ✓ Angle de frottement interne: $\varphi = 35^\circ$
- ✓ Contrainte admissible du sol: $\bar{\sigma}_{sol} = 2,5bars$

- Condition de la nappe phréatique :

Aucune nappe d'eau n'a été trouvée.

- Type de fondations :

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- ✓ Le site du bâtiment (site urbain, existence d'une nappe d'eau ...) ;
- ✓ Les caractéristiques géologiques et géotechniques du sol ;
- ✓ La structure de l'ouvrage (bâtiment haut ou bas, rigide ou souple ...).

Notre bâtiment a une structure de grande hauteur avec une rigidité importante, elle applique sur le sol d'assise des charges élevées, les semelles continues ou isolées deviennent très larges donc elles se chevauchent. On doit donc, fonder le bâtiment sur une semelle unique constituant un radier général.

I-4/CARACTERISTIQUI MECANIQUE DES MATERIAUX:

I.4.1) Béton :

Le béton est un matériau hétérogène formé de plusieurs constituants qui sont : le gravier le sable, les liants et l'eau.

L'ensemble forme une pâte plastique qui durcit sous l'effet de la prise du liant et donne un élément monolithique apte de jouer son rôle dans la construction.

Béton = Ciment + Gravier + Sable + eau de gâchage.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites par le règlement BAEL, et tous les règlements applicables en Algérie sa composition courante pour 1m^3 comme suit :

- ✓ Ciment utilisé350 kg(CPA325).
- ✓ Sable.....400 litres ($D_s \leq 3$ mm).
- ✓ Gravier.....800 litres ($3 \leq D_s \leq 25$ mm).
- ✓ Eau de gâchage.....175 litres.

- **Caractéristique du béton :**

- ✓ ***Résistance à la compression:***

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à 28 jours dite f_{c28} .

Pour un béton d'âge inférieur à 28 jours, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

$$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

Avec : $j \leq 28$ jours $f_{c28} = 22\text{MPa}$ (béton à usage courant)

- ✓ ***Résistance à la traction***

La résistance caractéristique à la traction d'un béton est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 1,92\text{MPa}.$$

- ✓ ***Module de déformation longitudinal du béton :***

Le module de déformation longitudinal instantané :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 22\text{MPa}$, on a $E_{i28} = 30822,43\text{MPa}$

Le module de déformation longitudinale différée :

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans le calcul que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, on utilise le module de déformation longitudinale différée E_{vj} qui est donné par la formule :

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

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 22\text{MPa}$, on a $E_{v28} = 10367,55\text{MPa}$.

✓ *Coefficient de poisson:*

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques,...), on prendra :

$\nu = 0 \Rightarrow$ pour le calcul des sollicitation (béton fissuré)

$\nu = 0,2 \Rightarrow$ pour le calcul des déformations (béton non fissuré).

✓ *Contraintes limites:*

Suivant le B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

1) Etat limite ultime(E.L.U) :

La contrainte limite ultime du béton comprimé

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec : γ_b coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ 1,5 & \text{pour la situation durable et transitoire.} \end{cases}$$

..... **BAEL 91**

$$\text{Et : } \theta \text{ prend les valeurs suivants : } \begin{cases} \theta = 1 & \text{si : } t > 24h \\ \theta = 0,90 & \text{si : } 1h < t < 24h \\ \theta = 0,85 & \text{si : } t < 1h \end{cases}$$

t: la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée

$\implies \theta = 1$ (Parse que la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24h)

Pour les sections constantes ou croissantes vers les fibres les plus comprimées.

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{22}{1,5} = 12,47 \text{ MPa (situations durables et transitoires).}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{22}{1,15} = 16,26 \text{ MPa (situations accidentelles).}$$

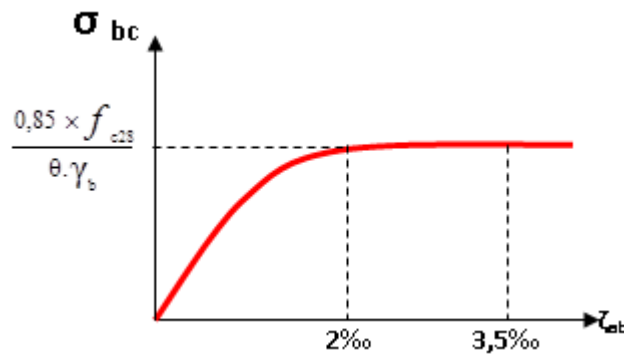


Fig.I.2 : Diagramme contraintes - déformation de calcul du béton (E.L.U)

2) Etat limite de service(E.L.S) :

A l'état limite de service, on limite la contrainte dans le béton à :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 22 = 13,2 MPa$$

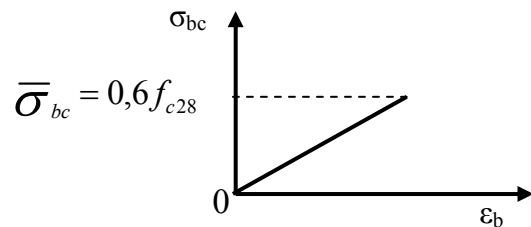


Fig.I.3: Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à (E.L.S)

I.4.2) Acier :

a) Les types d'aciers utilisés :

Pour notre projet, on utilisera les aciers indiqués sur le tableau I.1.

Tableau.I .1:Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité fe[MPa]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	Armatures transversales (cadre, épingles, étriers des poutres et des poteaux)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	Armatures longitudinales
Treillis soudés (ronds lisses)	TLE500 $\varphi \leq 6$	500	Emplois courants pour : Radiers, voiles, planchers et dallage.

b) Contraintes de calcul de l'acier (σ_s) :

➤ **Etat limite ultime de résistance (E.L.U.) :**

Le diagramme contrainte (σ_s)-déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini ci après :

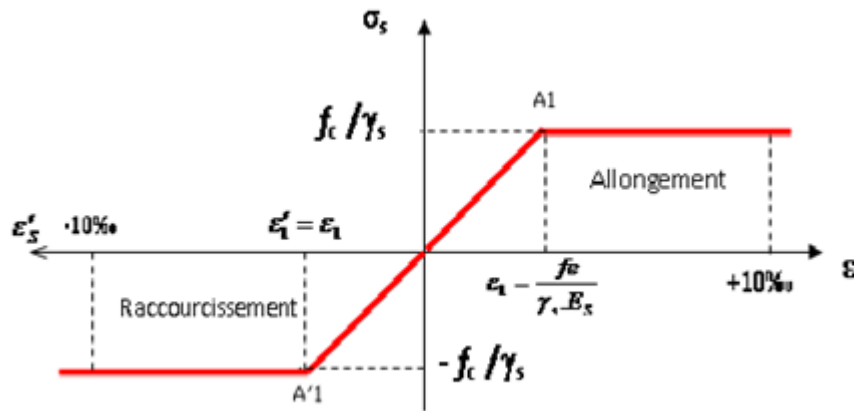


Fig.I.4:diagramme contrainte déformation pour tous les aciers

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier ($\sigma_s = f_e/\gamma_s$)

γ_s : Coefficient de sécurité

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \longrightarrow & \text{Situation courante} \\ 1,00 \longrightarrow & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier ($\epsilon_s = \Delta L/L$)

$$\sigma_s = \frac{FeE400}{1.15} = 348 \text{ MPa Situation} \longrightarrow \text{courante}$$

$$\sigma_s = \frac{FeE400}{1} = 400 \text{ MPa Situation} \longrightarrow \text{accidentelle}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S):**

Selon le CBA93

- ✓ Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ;
- ✓ Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{ij}})$ et
- ✓ Fissuration très préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{ij}})$.

Avec :

f_{ij} : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ;

$$\eta: \text{Coefficient de fissuration} = \begin{cases} 1 \longrightarrow & \text{Acier rond lisse.} \\ 1,6 \longrightarrow & \text{Acier haute adhérence.} \end{cases}$$

c) Module d'élasticité longitudinal de l'acier:

$$E_s = 300000 \text{ MPa}$$

I.4.3) Béton armé:

- ✓ Le béton ne présente pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.
- ✓ L'acier offre une bonne résistance aux effets de traction.
- ✓ De l'association de ces deux matériaux résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au milieu des sollicitations auxquelles il est soumis.

a) Les bases du calcul du béton armé :

Une construction est soumise à de diverses actions :

- ✓ Permanentes qui sont sensiblement constantes.
- ✓ Variables : charges d'exploitations, charges climatiques ou des charges appliquées en cours.
- ✓ Charges accidentelles.

Les calculs sont effectués suivant la théorie des états limites, des états auxquelles une condition requise d'un élément de construction est strictement satisfaite et cesse de l'être en cas de modifications défavorables d'une action agissant sur cet élément.

Encore faut-il distinguer :

➤ Etats limites ultimes de résistance (ELUR) :

La résistance de l'ouvrage correspond à la limite de l'un des trois paramètres suivants.

1. Equilibre statique.
2. Résistance de l'un des matériaux.
3. Stabilité de formes.

➤ Etats limites de service :

Liés aux conditions normales d'exploitation ou de durabilité si les actions permanentes varient il convient de retenir les valeurs les plus défavorables.

b) Les modes sollicitations :

- Flexion simple
- Flexion composée
- Compression simple

I-5/MATERIAUX DE CONSTRUCTION :

Les matériaux utilisés dans les différentes constructions sont choisis selon plusieurs critères, à savoir :

- ✓ Le type de l'ouvrage et sa localisation ;
- ✓ La compatibilité des différents produits entre eux ;
- ✓ L'économie globale du projet ;
- ✓ La réglementation en vigueur, à savoir : les règles de construction, les règles de sécurité, etc...

Dans notre projet on utilise :

Tableau. I. 2 : Matériaux de construction

Matériaux	Poids surfacique/volumique
Sable	17÷19 KN/m ³
Gravier	20 KN/m ³
Acier	78,5 KN/m ³
Béton non armé	22 KN/m ³
Béton armé	25 KN/m ³
Ciment	18 KN/m ³
<u>Briques creuses :</u>	
ep=10cm	0,9 KN/m ²
ep=15cm	1,3 KN/m ²
Etanchéité multicouche	6 KN/m ³
Carrelage ou dallage collés	20 KN/m ³
Mortier de ciment	20 KN/m ³

I-6/COMBINAISON DE CALCUL:

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

- ✓ Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R » sont :

1. Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = G + Q \pm 1,2 E.$$

$$P4 = 0,8 G \pm E.$$

- ✓ Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :

$$P5 = G + Q.$$

Avec : **G** : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

I-7/LES REGLEMENT UTILISES :

- ✓ B.A.E.L 91 Modifié 99.
- ✓ R.P.A 99 Version 2003.
- ✓ C.B.A 93.
- ✓ D.T.R BC 2.2

I-8/LES LOGICIELS UTILISENT :

- ✓ ROBOT 2009 : Pour le calcul et la vérification de ferrailage.
- ✓ AUTOCAD 2008 : Pour les dessins des plans.
- ✓ RDM 6 : pour déterminer les sollicitations.

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement

et descente des charges

II-1/INTRODUCTION :

Le pré-dimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments résistants.

Il doit respecter le **RPA99 (version 2003)** ainsi que le règle **CBA93**.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II-2/PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

La hauteur d'une poutre continue doit respecter la condition de flèche suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots \text{ [Formulaire du CBA P257]}$$

Au plus de cette vérification, les dimensions de la poutre doivent respecter les règles données par l'article 7.5.1 du **RPA 99**(version 2003).

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h / b \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

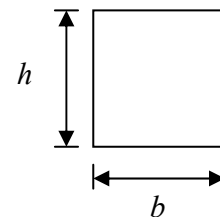


Fig.II. 1: Section d'une poutre.

Avec :L : la plus grande portée de la poutre ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre ;

b_1 :longueur du poteau ;

b_{\max} :largeur max de la poutre.

II.2.1)Poutres principales :

$$L = L_{\max} = 6,06m$$

$$\text{Par CBA 93 : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 40,4 \leq h \leq 60,6 \\ 0,4h < b \leq 0,8h \Rightarrow 16 \leq b \leq 32 \end{array} \right.$$

On prend : **h = 40cm**

b = 30cm

✓ *Vérification d'après RPA99 version 2003 :*

$$\left\{ \begin{array}{ll} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} & \text{C.V} \\ h = 40\text{cm} > 30\text{cm} & \text{C.V} \\ \frac{h}{b} = 1,33 < 4 & \text{C.V} \end{array} \right.$$

Donc on choisi une poutre de section

(30x40) cm²

▪ **II.2.2) Poutres secondaires :**

- Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer

Critère de flèche :

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

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus petite portée. (**L = 3,80 m**)

- h : hauteur de la poutre

L = 3,80m

Par CBA 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22,33 \leq h \leq 38 \\ 12 \leq b \leq 24 \end{array} \right.$$

On prend : **h = 30cm**

b = 30cm

✓ *Vérification d'après RPA99 version 2003 :*

$$\left\{ \begin{array}{ll} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} & \text{C.V} \\ h = 30 \geq 30\text{cm} & \text{C.V} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 & \text{C.V} \end{array} \right.$$

Donc on choisi une poutre de section \implies

(30x30) cm²

II-3/PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Le plancher est une partie horizontale de la construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur ; il sépare les différents niveaux d'un bâtiment et a deux fonctions principales, l'une de résister car ils supportent la totalité des charges permanentes et d'exploitation ; et l'autre d'isolation en isolant thermiquement et acoustiquement les différents étages.

II.3.1)Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux se compose d'une dalle de compression et du corps creux (voir fig. II.2.)

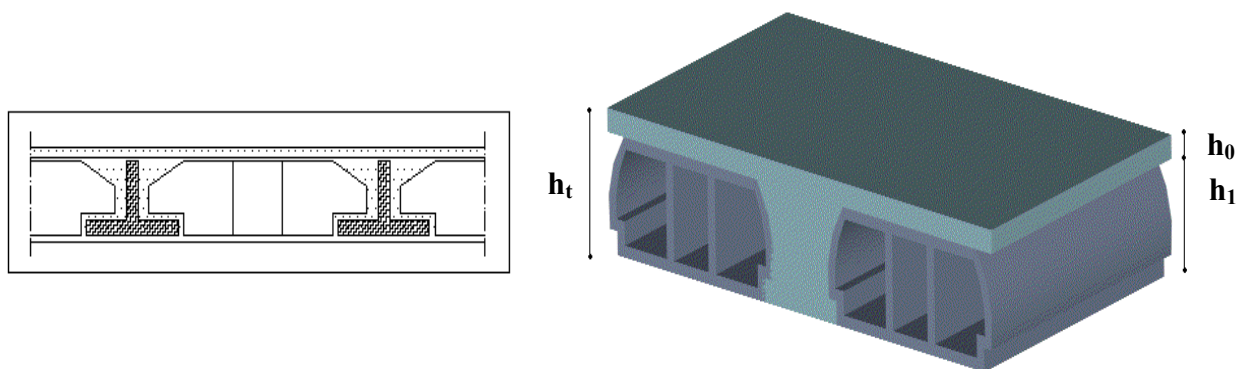


Fig.II. 2:Plancher à corps creux.

- Avec :
- h_t : épaisseur total du plancher ;
 - h_0 : épaisseur de la dalle de compression ;
 - h_1 : épaisseur des corps creux.

✓ **Condition de flèche :**

La hauteur de la poutrelle sera déterminée comme suit :

$$\frac{L_0}{25} \leq h_t \leq \frac{L_0}{20} \dots\dots\dots[\text{BAEL 91 / 7.6.8,424}]$$

L_0 : la plus grande portée dans le sens des solives entre nus d'appuis.

Dans notre cas : $L_0 = 4,45 - 0,50 = 3,95 \text{ m} = 395 \text{ cm}$

$$\frac{395}{25} \leq h_t \leq \frac{395}{20} \Rightarrow 15,8\text{cm} \leq h_t \leq 19,75\text{cm}$$

⇒ **h_t = 20 cm**

• $h_0 = 4 \text{ cm}$ Épaisseur de la table de compression.

$h_1 = 16 \text{ cm}$ Épaisseur du corps creu

✓ **Conclusion :**

On opte pour une hauteur de plancher de (20 cm) soit (16+4) qui sera valable pour tous les étages.

II.3.2) planchers dalle pleine :

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher haut du sous sol afin d'obtenir une bonne résistance aux efforts horizontaux cumulés dus au séisme.

Pour déterminer l'épaisseur de la dalle pleine, on doit prendre en compte les paramètres suivants :

a. Le type de la dalle :

- Dalle porte suivant un seul sens (dalle pleine sur 2 appuis) :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \dots\dots\dots [\text{CBA 93}]$$

- Dalle porte suivant deux directions (dalle pleine sur 4 appuis) :

$$0,4 \leq \rho \leq 1 \dots\dots\dots [\text{CBA93}]$$

Avec :

l_x et l_y sont les dimensions entre nus des appuis d'un panneau de dalle le plus sollicité avec :

$l_x < l_y$ (voir fig. II.3.)

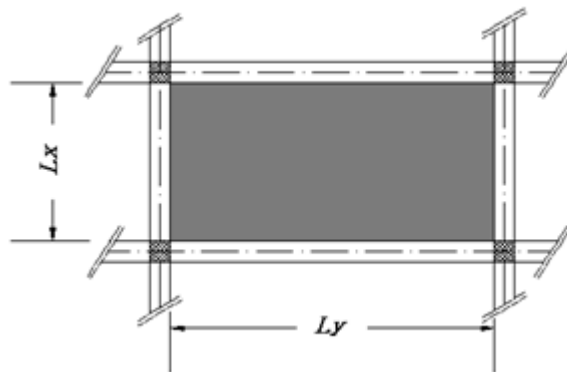


Fig.II.3:Dimensions d'un panneau de dalle.

Vérification si la dalle porte dans un seul sens :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{395}{556} = 0,71 \quad \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

b. Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

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

L_x étant la plus grande portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis ont une portée L_x égale à 3.11m.

On aura donc : $(3,95/50) m \leq e \leq (3,95/40) m$

Soit : $7,9 \text{ cm} \leq e \leq 9,88 \text{ cm}$ donc : On prend $\implies e = 10 \text{ cm}$

- Condition d'isolation acoustique :
 - ✓ Contre les bruits ariens : $2500xh_d \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \implies h_d = 14 \text{ cm.}$
 - ✓ Contre les bruits impacts : $2500xh_d \geq 400 \text{ Kg/m}^2 \implies h_d = 16 \text{ cm.}$
- Conditions de sécurités en matière d'incendie :
 - ✓ Pour une heure de coupe de feu $\implies h_d = 7 \text{ cm.}$
 - ✓ Pour deux heures de coupe de feu $\implies h_d = 11 \text{ cm.}$
 - ✓ Pour quatre heures de coupe de feu $\implies h_d = 17,5 \text{ cm.}$

✓ **Conclusion :**

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend l'épaisseur de la dalle pleine : **$h_d = 16 \text{ cm.}$**

II-4/DESCENTE DE CHARGE :

La charge permanente et la charge d'exploitation de chaque étage sont déterminées à partir de « D.T.R.B.C 2.2 »

II.4.1)Plancher terrasse inaccessible

a. Charges du plancher terrasse inaccessible :

N°	Désignation	P (KN/m ³)	E (m)	G (KN/m ²)	
1	Protection gravillon	18	0,05	0,9	
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12	
3	Forme de pente	22	0,1	2,2	
4	Isolation thermique en Polystyrène	4	0,04	0,16	
5	Dalle en corps creux (16+4)	/	/	2,80	
6	Enduit en plâtre	10	0,01	0,10	
Charge permanent G				6,28	(KN/m²)
Charge d'exploitation Q				1,00	(KN/m²)

$G=628 \text{ daN/m}^2$

Surcharge d'exploitation :

Terrasse inaccessible



Q = 100 daN/m²

✓ **Combinaison fondamentale :**

ELU : 1,35 G + 1,5 Q = 1,35x 628 + 1,5x100 = 997,8 daN/m²

ELS : G + Q = 628 + 100 = 728 daN/m²

II.4.2) Plancher étage courant

a. Charges permanentes

N°	Désignation	P (KN/m ³)	E (m)	G (KN/m ²)	
1	Dalle de sol	/	/	0,24	
2	Mortier de pose	20	0,01	0,20	
3	Dalle en corps creux (16+4)	/	/	2,80	
4	Enduit en plâtre	10	0,01	0,10	
5	Cloisons intérieures	10	0,1	1,16	
Charge permanent G				4,5	(KN/m²)
Charge d'exploitation Q				1,50	(KN/m²)

b. surcharge d'exploitation :

-Logements à usage d'habitation



O₁ = 150 daN/m²

-Locaux à usage commercial



Q₂ = 250 daN/m²

Combinaison fondamentale :

ELU_{d'hab} : 1,35 G + 1,5 Q = 1,35x 450 + 1,5x150 = 832,5 daN/m²

ELS_{d'hab} : G + Q = 450 + 150 = 600 daN/m²

ELU_{com} : 1,35 G + 1,5 Q = 1,35x450 + 1,5x250 = 982,5daN/m²

ELS_{com+} : G + Q = 450 + 250 = 700 daN/m²

II.4.3)plancher haut du sous sol

N°	Désignation	P (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Dalle de sol	/	/	0.24	
2	Mortier de pose	20	0,01	0.20	
4	Dalle pleine	25	0,16	4,00	
5	Enduit en ciment	18	0,02	0.36	
Charge permanent G (balcon)				4.8	
Charge d'exploitation Q (balcon)				3.5	(KN/m²)

surcharge d'exploitation :

Puisque on a le sous-sol à usage parking

⇒ **Q = 500 daN/m²**

✓ *Combinaison fondamentale :*

ELU : 1,35 G + 1,5 Q = 1,35x 480 + 1,5x500 = **1398 daN/m²**

ELS : G + Q= 480 + 500 = **980 daN/m²**

- **Tableau récapitulatif des charges et combinaisons des charges :**

Tableau.II. 1: Charges et combinaisons des charges.

Charge Etage	Destination	G (daN/m ²)	Q (daN/m ²)	EL S	EL U
				q _s =G+Q (daN/m ²)	q _u =1.35G+1.5Q (daN/m ²)
Plancher terrasse	Terrasse Inaccessible	628	100	728	997,8
1^{er}-- au 9^{eme} étage	Habitation	450	150	600	832,5
RDC	Commerce	450	250	700	982,5
Sous- sol	Parking	480	500	980	1398

• **Dégression des charges :**

D'après le DTR charges permanentes et charges d'exploitation :

✓ **Loi de dégression :**

- Sous toit ou terrasse Q_0
- Sous dernier étage (étage 1) Q_0+Q_1
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$
- (étage 3) $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$
- (étage 4) $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- (Étage n) $Q_0 + [(3+n)/2n] [Q_1+Q_2+\dots+Q_n]$

✓ **Distribution des charges :**

Tableau.II.2:la loi de dégression.

CHARG PLANCHER	G [daN/m ²]	Q [daN/m ²]
Terrasse	628	100
08 ^{ème} étage	1078	250
07 ^{ème} étage	1528	385
06 ^{ème} étage	1978	505
05 ^{ème} étage	2428	610
04 ^{ème} étage	2878	700
03 ^{ème} étage	3328	775
02 ^{ème} étage	3778	850
01 ^{er} étage	4228	925
RDC	4678	966.66
Sous -sol	5158	1267 .5
Fondation		

II-5/ LES POTEAUX :

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression. si le nombre d'étage $n \geq 5$

- Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.
- Q_1, Q_2, \dots, Q_n les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n à partir du sommet du bâtiment.

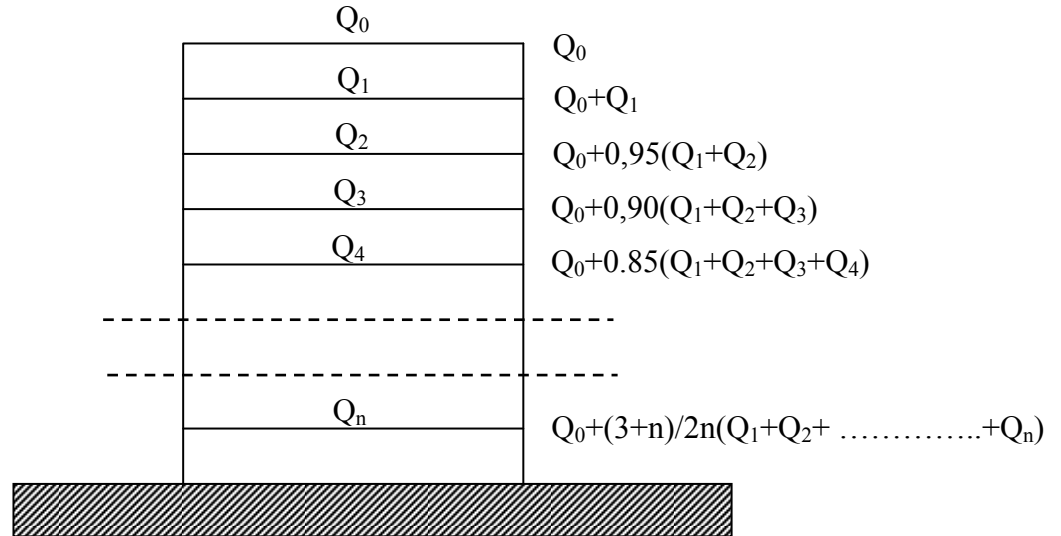


Fig.II. 7: schéma de la loi de dégression.

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Coupe A-A

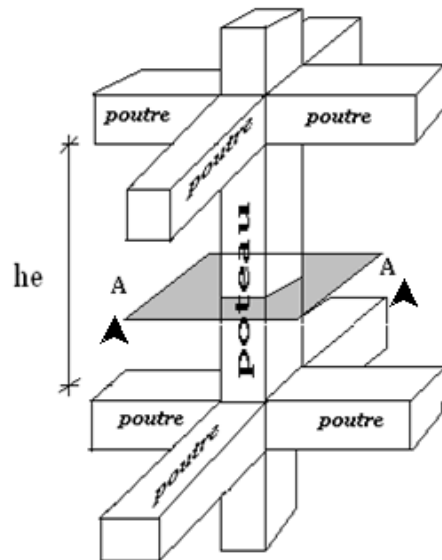


Fig.II.8:schéma représentatif d'un étage courant.

$$\begin{cases} \text{Min (a,b)} \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{zone I} \\ \text{Min (a,b)} \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

avec : he : hauteur libre de l'étage.

D'après les règles CBA93 : la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{rés.th} \leq Br f_{bc} + A. \sigma_s.$$

On doit vérifier que : $N_u = \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93}$

- Soit : N_u : effort normal apporté par les différents niveaux ;
Br : section réduite du béton d'où $Br = (b-2cm)(a-2cm)$;
 γ_b : coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1,5$;
 γ_s : coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$;
fe : nuance de l'acier $f_e = 400 \text{ MPa}$;
A : section d'armature longitudinale ;
 α : coefficient dépend de l'élanement .

- Pour $\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{\beta} \dots\dots\dots [\text{BAEL 91}]$
- Avec $\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$

Suivant les règles **BAEL91** : il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$
 avec $\lambda = 35$:

$$\implies \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$$

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \left(\frac{A}{Br} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

On peut prendre $\frac{A}{Br} = 1\% = \frac{1}{100} \dots\dots\dots \text{BAEL91}$

σ_s : contrainte d'acier: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

σ_b : résistance de calcul du béton : $\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{22}{1,5} = 12,47 \text{ MPa}$

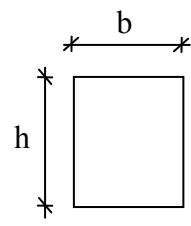
En introduisant les valeurs dans l'inégalité

$$\beta_r \geq \frac{1,2 N_u}{\left[\frac{12,47}{0,9} + 0,85 \left(\frac{1}{100} \right) \frac{400}{1,15} \right] \times 10} = 0,0071 N_u \implies B_r \geq 0,0071 N_u$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que $B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2$ d'après le critère de résistance on a :

$$P_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q$$

N_g: Effort normal dus aux charges permanentes.



N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$N_u = 1,15P_u$ D'après les règles CBA93.

Pour notre bloc, on va dimensionner les poteaux suivant le poteau le plus défavorable et on va prendre la section suivante :

$a=b \Rightarrow (axa)cm^2$

II.5.1)Exemple de calcul (5^{ème} étage) :

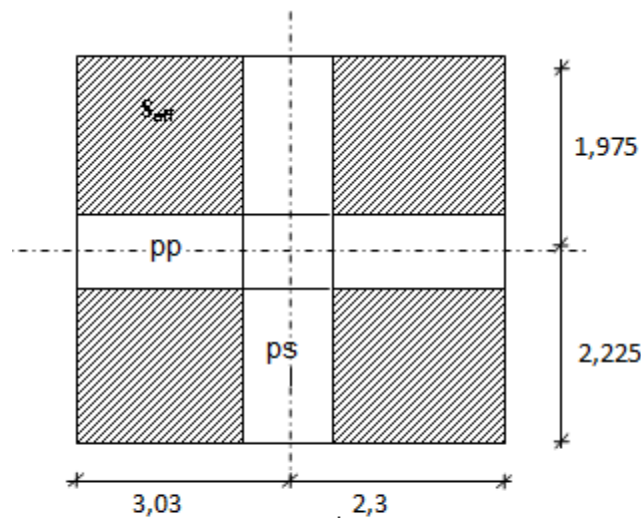


Fig.II.9: Surface afférente au poteau le plus sollicité.

La surface afférente de plancher :

$S_{aff}=(3,03+2,30) \times (1,975+2,225) = 22,39m^2$

✓ *Poids propre des poutres principales et secondaire :*

$P_p=2500 \times 0,3 \times 0,4=300 \text{ daN/ml}$

$P_s=2500 \times 0,3 \times 0,3=225 \text{ daN/m}$

- La longueur afférente de la poutre principale : $L_{aff}=3,03+2,3= 5,33 \text{ m}$
- La Longueur afférente de la poutre secondaire : $L_{aff}=(1,975+2,225)=4,20 \text{ m}$
- Poids totales des poutres principales et secondaires :

$P_t=P_p \times L_{aff}+P_s \times L_{aff}=300 \times 5,33+225 \times 4,2 \Rightarrow P_t=2544 \text{ daN}$

$N_p=1,35 \times P_t \times n=1,35 \times 2544 \times 5$

$\Rightarrow N_p=17172 \text{ daN}$

Avec: n : nombre d'étagea partir du sommet.

✓ **Poids propre du plancher : $Br \geq 0,0071N_u$**

$$G_{\text{cumulé}} = 2428 \text{ daN/m}$$

$$Q_{\text{cumulé}} = 610 \text{ daN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 \times G_{\text{cumulé}} + 1,5 \times Q_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 \times 2428 + 1,5 \times 610) \times 22,39 \implies N_{\text{plancher}} = 93876,79 \text{ daN}$$

$$N_u = 1,15 \times (N_{\text{plancher}} + N_p)$$

$$N_u = 1,15 \times (93876,79 + 17172) \implies N_u = 127706,11 \text{ daN}$$

$$Br \geq 0,0071 N_u \implies Br = (a-2)^2 \geq 906,71 \text{ cm}^2 \implies a = 40$$

La Section de poteau au niveau de 5^{ème} étage est : (40X40) cm²

✓ **Vérification des conditions imposées par (RPA99 v.2003) :**

Vérification des dimensions : dans notre cas on a (a=b=40 cm)

1. $\text{Min}(a,b) \geq 25 \text{ cm}$ zone I \longrightarrow Condition vérifiée.
2. $\text{Min}(a,b) \geq h_e/20 \rightarrow (h_e/20 = 306/20 = 15,3) \rightarrow 40 > 15,3 \longrightarrow$ Condition vérifiée.
3. $1/4 < a/b < 4$ (a/b=1) \longrightarrow Condition vérifiée.

✓ **Vérification au flambement :**

$$\text{On a : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0,7 l_0 \quad \text{avec : } l_0 = 3,06 \text{ m} \implies l_f = 2,142 \text{ m}$$

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

Avec:

$$\left. \begin{aligned} I &= \frac{a^4}{12} = \frac{0,40^4}{12} = 0,00213 \text{ m}^4 \\ B &= a^2 = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} \implies i = \sqrt{\frac{0,00213}{0,16}} = 0,1155 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{2,142}{0,1155} = 18,55 < 35 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

II-6/ PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Pré - dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du **RPA99**(version 2003) qui servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations ;

- ✓ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

D'après le **RPA.99**version 2003 article7.7.1« les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

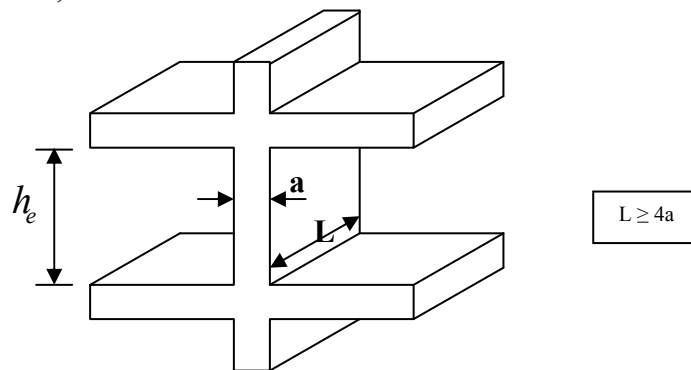


Fig.II.10: Coupe sur voile en élévation

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right]$$

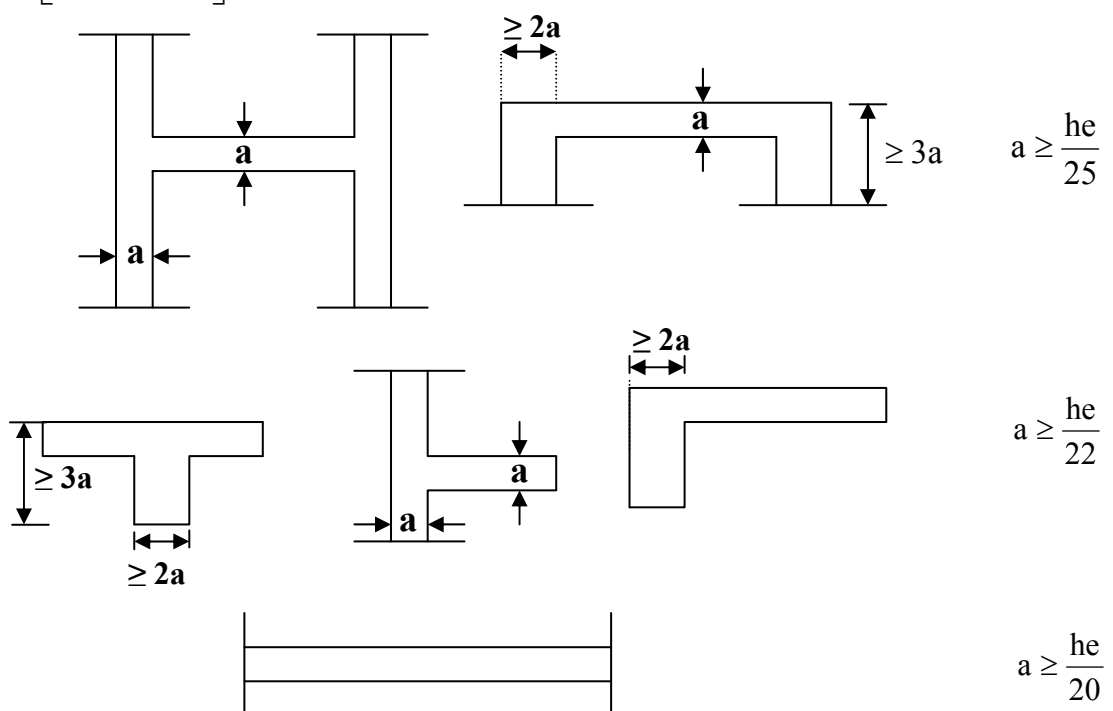


Fig.II.11: Vue en plan des voiles

Avec :

L : porté du voile.

a : épaisseur du voile.

D'après l'article 7.7.1 ; **RPA99** (version2003) « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquée sur la figure (II.12)

II.6.1)Voile de contreventement :

$$a \geq h_e / 20$$

$$h_e = h - h_p = 340 - 40 = 300cm.$$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

h_p : Hauteur de la poutre.

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{300}{20} = 15 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{a = 20 \text{ cm}}$$

II.6.2)Voile périphérique de sous- sol :

$$a \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow a \geq \frac{306}{25} = 12,24 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{a = 20 \text{ cm}}$$

II.6.3)Voile d'ascenseur :

$$a \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow a \geq \frac{300}{25} = 12 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{a = 15 \text{ cm}}$$

✓ *vérification de la largeur : (Art 7.7.1)*

Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des Voiles.

$$L_{\min} > 4a.$$

Dans notre cas $L_{\min} = 100 \text{ [cm]} > 4 \times 20 = 80 \text{ [cm]} \quad \Longrightarrow \quad \text{(Condition vérifiée).}$

II-7/PRE DIMENSIONNEMENT D'ACROTÈRE:

L'acrotère est un élément décoratif en béton Armé qui coiffe le bâtiment tout en chaînant le mur façade; son rôle est :

- ♦ La protection des joints d'étanchéité.
- ♦ Sécurité des gens (garde de corps).

Quand la terrasse est inaccessible, on adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur la figure II.12.

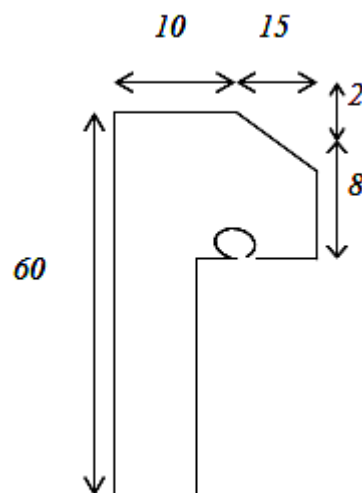


Fig.II.12 : Dimensions d'acrotère

Tableau II.3: dimensionnement des poteaux.

	nombre d'étage (n)	Plancher				Poutre P (30*40)		Poutre S (30*30)		Nu [kn]	Br [cm ²]	a [cm]	condition de RPA99	L ₀ [cm]	L _f [cm]	I [cm ⁴]	condition de flambement		
		Corps creux				N _{pp} [dan/ml]	L _{affpp} [m]	N _{ps} [dan/ml]	L _{affps} [m]								B [cm ²]	i [cm]	λ
		G [daN/m ²]	Q [daN/m ²]	N _{PLANCHER} [daN/m ²]	S _{aff} [m ²]														
9 ^{ème} étage	1	628	100	18010,54	22,39	300	5,33	225	4,20	166,80	172	35	vérifiée	306	214,2	125052	1225	10,10	21,20<35
8 ^{ème} étage	2	1078	250	32592,74	22,39	300	5,33	225	4,20	324,31	315	35		306	214,2	125052	1225	10,10	21,20<35
7 ^{ème} étage	3	1528	385	46802,57	22,39	300	5,33	225	4,20	478,83	456	35		306	214,2	125052	1225	10,10	21,20<35
6 ^{ème} étage	4	1978	505	60640,03	22,39	300	5,33	225	4,20	634,24	593	35		306	214,2	125052	1225	10,10	21,20<35
5 ^{ème} étage	5	2428	610	74105,11	22,39	300	5,33	225	4,20	936,10	728	40	vérifiée	306	214,2	213333	1600	11,55	18,55<35
4 ^{er} étage	6	2878	700	87197,81	22,39	300	5,33	225	4,20	1086,94	859	40		306	214,2	213333	1600	11,55	18,55<35
3 ^{ème} étage	7	3328	775	99918,14	22,39	300	5,33	225	4,20	1237,77	987	50		vérifiée	306	214,2	520833	2500	14,43
2 ^{ème} étage	8	3778	921	114401,05	22,39	300	5,33	225	4,20	1388,61	1130	50	306		214,2	520833	2500	14,43	14,84<35
1 ^{er} étage	9	4228	1063	128784,65	22,39	300	5,33	225	4,20	1512,45	1272	50	306		214,2	520833	2500	14,43	14,84<35
RDC	10	4678	1200	143044,13	22,39	300	5,33	225	4,20	1587,55	1413	60	vérifiée	340	238	1080000	3600	17,32	12,37<35
S-SOL	11	5158	1498	163981,54	22,39	300	5,33	225	4,20	1743,29	1609	60		306	190,4	1080000	3600	17,32	12,37<35

CHAPITRE III:
Etude des planchers

III-1/INTRODUCTION :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- ✓ résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ;
- ✓ reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs voiles périphériques et répartition de ces efforts aux éléments porteurs ;
- ✓ séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique ;
- ✓ protection des personnes contre les risques d'incendie.

III-2/PLANCHER A CORPS CREUX :

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux :

- ✓ *L'élément résistant (porteur)* : poutrelle en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- ✓ *L'élément de remplissage (de coffrage)* : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (fig. III.1).

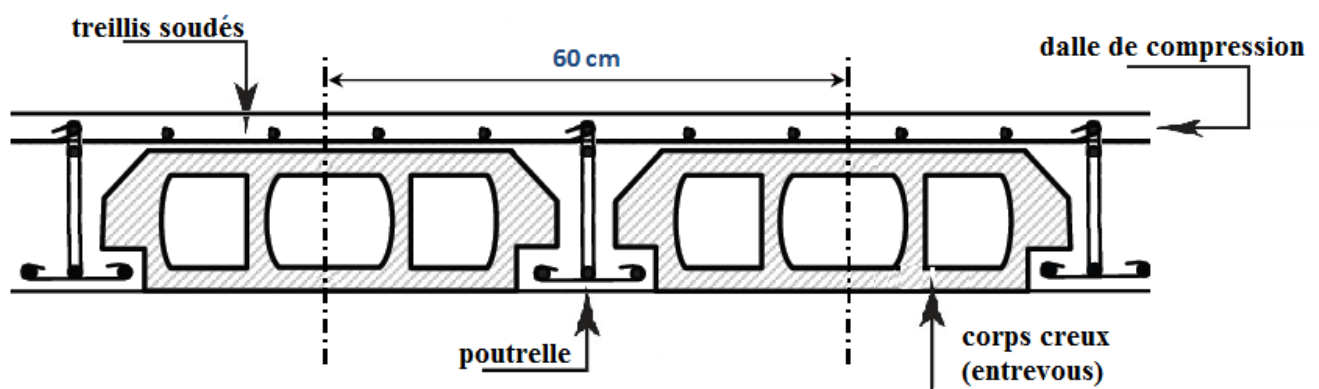


Fig.III.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

III.2.1) pré dimensionnement des poutrelles :

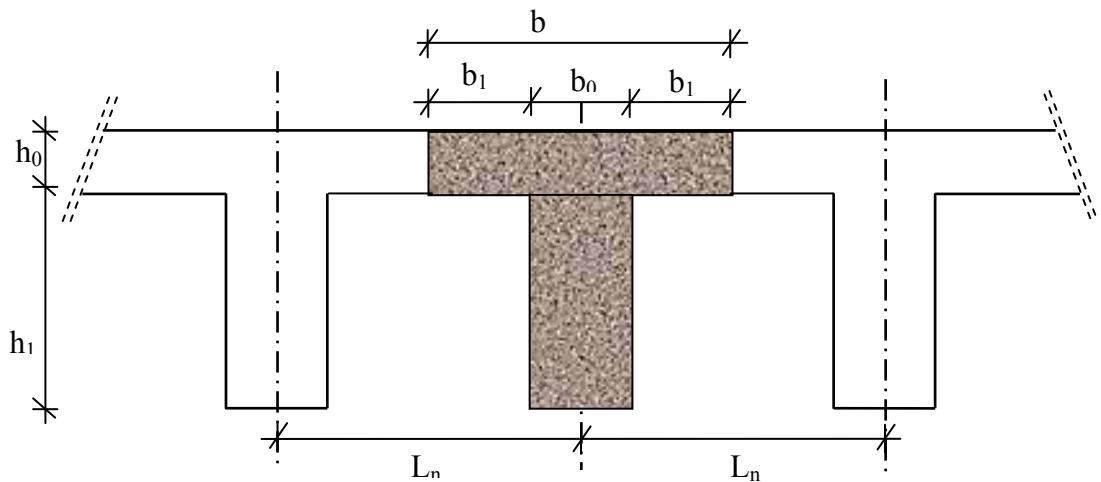


Fig.III.2: Dimensions des poutrelles.

$$\begin{cases} h_t = 24\text{cm} \\ h_1 = 20\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{cases}$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$\begin{cases} b_1 \leq (L_n - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

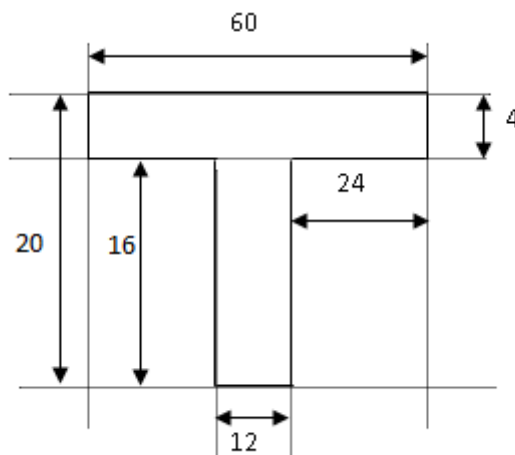
Avec :

L_n : la distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTR B.C.2.2/Annexe C3] ;

L : la portée maximale entre nus d'appuis ($L = 3,95\text{ m}$) ;

h_0 : la hauteur maximal de la dalle de compression ($h_0 = 4\text{ cm}$) ;

b_0 : l'épaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$).



**Figure III.3 : Schéma de poutrelle.
(Section de calcul)**

Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24\text{cm} \\ b_1 \leq 31,1\text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{cases}$$

On prend : $b_1 = 24\text{ cm}$.

donc La largeur de la dalle de compression est :

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 24) + 12 = 60\text{ cm}$$

III.2.2) Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423]

La dalle de compression doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 / m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- ✓ 33 cm (3 / m) pour les armatures parallèles aux poutrelles ;

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$L_n \leq 50\text{ cm} \quad ; \quad 50 \leq L_n \leq 80\text{ cm} \quad \Rightarrow \begin{cases} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases} \quad \Rightarrow \begin{cases} A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

Avec :

L_n : écartement entre axes des nervures en [cm] ;

f_e : limite d'élasticité en MPa ($f_e = 400\text{ MPa}$) ;

A_{\perp} : armatures perpendiculaires aux nervures en [cm^2/ml] ;

$A_{//}$: armatures parallèles aux nervures en [cm^2/ml].

a. Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60\text{ cm} \Rightarrow 50\text{ cm} < L_n < 80\text{ cm}$$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0,60\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : $5\text{Ø}6/\text{ml}$ $A_{\perp} = 1,41\text{ cm}^2/\text{ml}$.

b. Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Leftrightarrow A_{//} \geq \frac{0,60}{2} = 0,30\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend $5\text{Ø}6/\text{ml}$ $A_{//} = 1,41\text{ cm}^2/\text{ml}$.

Le treillis soudé adopté est : TS Ø6 (200x200) mm²

III.2.3) Etude des poutrelles :

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement, par des conditions complémentaires : [CBA93/B.6.2,20]

- ✓ méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ;[CBA93/B6.2,21]
- ✓ méthode d'Albert Caquot pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. [CBA93/B.6.2,22]

❖ Méthode forfaitaire :

a. Domaine d'application :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- 1- les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition :

$$Q(KN / m^2) \leq \max\{ 2G ; 5KN / m^2 \}$$

- 2- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées;
- 3- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 et
- 4- la fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

b. Le principe de la méthode :

Soit :

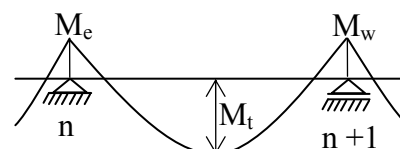
M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant de la travée considérée supposée indépendante (poutre simplement appuyée) (voir figure III.4) ;

M_w et M_e : valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée et

M_t : le moment maximum en travée.



a) poutre isostatique.



b) poutre continue.

Fig.III.4: Définition des moments.

➤ **Moments en travées :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0 \}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée intermédiaire)}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée de rive)}$$

➤ **Moments sur appuis de rive : M_{ar}**

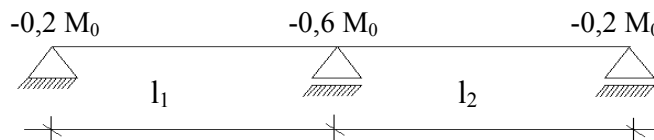
$M_{ar} = 0 \rightarrow$ pour appuis simples ;

$M_{ar} = -0,2 M_0 \rightarrow$ pour un encastrement partiel;

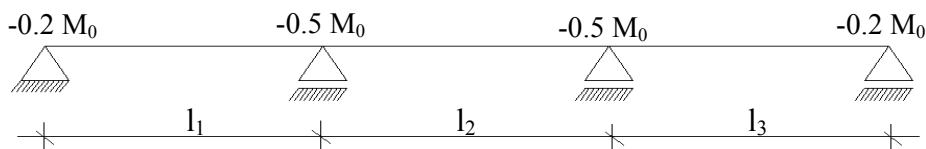
$M_{ar} = -0,4 M_0 \rightarrow$ pour un encastrement ;

➤ **Moments sur appuis intermédiaires : M_{ai} (fig. III.5)**

- $M_{ai} = -0,6 M_0 \rightarrow$ cas d'une poutre à deux travées.



- $M_{ai} = -0,5 M_0 \rightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,



- $M_{ai} = -0,4 M_0 \rightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires.

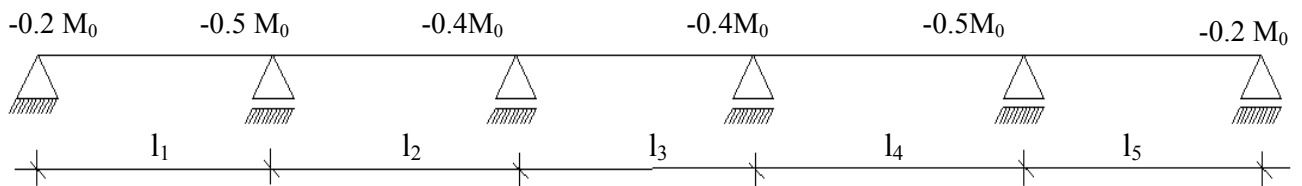


Fig.III.5: Moments sur appuis intermédiaires.

➤ **Evaluation des charges :**

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

- **1^{ème} étage jusqu'au 9^{ème} étage (habitation) :**

$$\begin{cases} G = 4,50 \text{KN/m}^2 \\ Q = 1,50 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

✓ **Combinaisons fondamentales :**

1- Etat limite ultime (ELU) :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 4,50 + 1,5 \times 1,50) \times 0,6 = 5 \text{ KN / ml}$$

2- Etat limite de service(ELS) :

$$q_s = (G + Q) = (4,50 + 1,50) \times 0,6 = 3,60 \text{ KN / ml}$$

• **Terrasse :**

$$\begin{cases} G = 6,28 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

✓ **Combinaisons fondamentales :**

1- Etat limite ultime (ELU) :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 6,28 + 1,5 \times 1,00) \times 0,6 = 5,99 \text{ KN / ml}$$

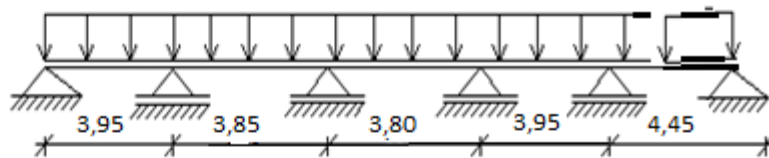
2- Etat limite de service(ELS) :

$$q_s = (G + Q) = (6,28 + 1,00) \times 0,6 = 4,368 \text{ KN / ml}$$

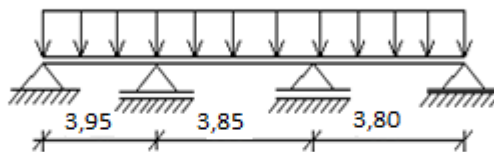
➤ **Types des poutrelles :**

On distingue les poutrelles dont les schémas statiques sont les suivants :

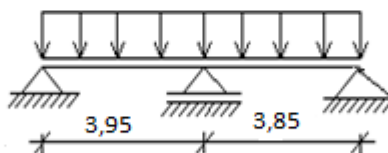
Type 01



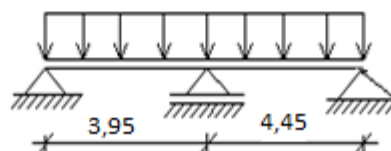
Type 02



Type 03



Type 04



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

- ✓ $Q = 1,00 \text{ KN} / \text{m}^2 < \min(2 \times 6,28 ; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 = 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \longrightarrow \text{C.V}$
- ✓ Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées $\longrightarrow \text{C.V}$
- ✓ Le rapport de deux portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,95}{3,85} = 1,02 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,85}{3,80} = 1,01 \leq 1,25$$

} \longrightarrow **Condition vérifiée**

- ✓ La fissuration est considérée comme non préjudiciable \longrightarrow **Condition vérifiée.**

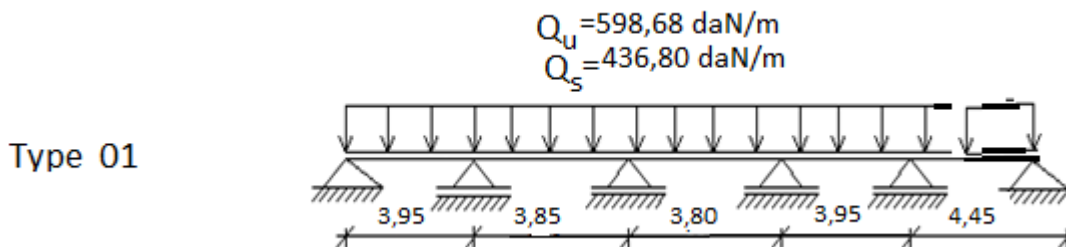
✓ **Conclusion :** Les 04 conditions sont vérifiées pour tous les types
On peut utiliser la méthode forfaitaire.

➤ **Application de la méthode forfaitaire :**

On prend le type 1 comme exemple de calcul.

Poutrelle 1 :

- ✓ **Schéma statique :**



- ✓ **Moments fléchissent en appuis :**

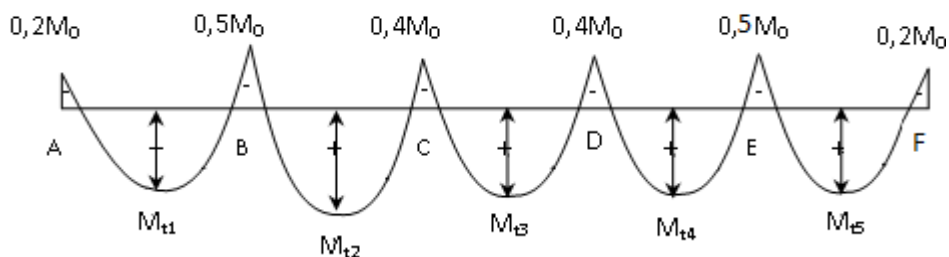


Fig.III.6: Schéma statique des poutrelles

✓ **Moments fléchissant en travées :**

$$\alpha = \frac{P}{G+P} = \frac{1}{6,28+1} = 0,137$$

$$0 \leq \alpha = 0,137 \leq \frac{2}{3}$$

a- Travées de rive (A-B et E-F) :

$$\begin{cases} M_t^1 + \frac{0,5+0,2}{2} M_0^1 \geq [\max((1+0,3 \times 0,137); 1,05)] M_0^1 \\ M_t^1 \geq \left(\frac{1,2+0,3 \times 0,13}{2} \right) M_0^1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^1 + 0,35 M_0^1 \geq 1,05 M_0^1 \\ M_t^1 \geq 0,62 M_0^1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^1 \geq 0,70 M_0^1 \\ M_t^1 \geq 0,62 M_0^1 \end{cases}$$

On prend : $M_t^1 = 0,70 M_0^1$

b- Travées intermédiaires (B-C et D-E) :

$$\begin{cases} M_t^2 + \frac{0,4+0,5}{2} M_0^2 \geq 1,05 M_0^2 \\ M_t^2 \geq \left(\frac{1+0,3 \times 0,13}{2} \right) M_0^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^2 + 0,45 M_0^2 \geq 1,05 M_0^2 \\ M_t^2 \geq 0,52 M_0^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^2 \geq 0,60 M_0^2 \\ M_t^2 \geq 0,52 M_0^2 \end{cases}$$

On prend : $M_t^2 = 0,60 M_0^2$

c- Travées intermédiaires (C-D) :

$$\begin{cases} M_t^3 + \frac{0,4+0,4}{2} M_0^3 \geq 1,05 M_0^3 \\ M_t^3 \geq \left(\frac{1+0,3 \times 0,13}{2} \right) M_0^3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^3 + 0,40 M_0^3 \geq 1,05 M_0^3 \\ M_t^3 \geq 0,52 M_0^3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^3 \geq 0,65 M_0^3 \\ M_t^3 \geq 0,52 M_0^3 \end{cases}$$

On prend : $M_t^3 = 0,65 M_0^3$

✓ **Combinaisons fondamentales :**

1- Etat limite ultime (ELU) :

$$P_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 6,28 + 1,5 \times 1,00) \times 0,6 = 5,99 \text{ KN / ml}$$

2- Etat limite de service(ELS) :

$$P_s = (G + P) = (6,28 + 1,00) \times 0,6 = 4,37 \text{ KN / ml}$$

✓ **Moments en travées :**

1- Etat limite ultime (ELU) :

$$\rightarrow \begin{cases} M_t^1 = 0,70 M_0^1 = \frac{q_u l^2}{8} = 5,99 \times \frac{3,95^2}{8} = 11,68 \text{ KN.m} \\ M_t^1 = 0,70 \times 11,68 = \mathbf{8,18 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_t^2 = 0,60M_0^1 & M_0^2 = \frac{q_u l^2}{8} = 5,99 \times \frac{3,85^2}{8} = 11,10 \text{ KN.m} \\ M_t^2 = 0,60 \times 11,10 = \mathbf{6,66 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_t^3 = 0,65M_0^3 & M_0^3 = \frac{q_u l^2}{8} = 5,99 \times \frac{3,80^2}{8} = 10,81 \text{ KN.m} \\ M_t^3 = 0,65 \times 10,81 = \mathbf{7,03 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_t^4 = 0,60M_0^4 & M_0^4 = \frac{q_u l^2}{8} = 5,99 \times \frac{3,95^2}{8} = 11,68 \text{ KN.m} \\ M_t^4 = 0,60 \times 11,68 = \mathbf{7,01 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_t^5 = 0,70M_0^5 & M_0^5 = \frac{q_u l^2}{8} = 5,99 \times \frac{4,45^2}{8} = 14,82 \text{ KN.m} \\ M_t^5 = 0,70 \times 14,82 = \mathbf{10,38 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

2- Etat limite de service (ELS) :

$$\rightarrow \begin{cases} M_t^1 = 0,70M_0^1 & M_0^1 = \frac{q_u l^2}{8} = 4,37 \times \frac{3,95^2}{8} = 8,52 \text{ KN.m} \\ M_t^1 = 0,70 \times 8,52 = \mathbf{5,97 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_t^2 = 0,60M_0^2 & M_0^2 = \frac{q_u l^2}{8} = 4,37 \times \frac{3,85^2}{8} = 8,10 \text{ KN.m} \\ M_t^2 = 0,60 \times 8,10 = \mathbf{4,86 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_t^3 = 0,65M_0^3 & M_0^3 = \frac{q_u l^2}{8} = 4,37 \times \frac{3,80^2}{8} = 7,89 \text{ KN.m} \\ M_t^3 = 0,65 \times 7,89 = \mathbf{5,13 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_t^4 = 0,60M_0^4 & M_0^4 = \frac{q_u l^2}{8} = 4,37 \times \frac{3,95^2}{8} = 8,52 \text{ KN.m} \\ M_t^4 = 0,60 \times 8,52 = \mathbf{5,11 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_t^5 = 0,70M_0^5 & M_0^5 = \frac{q_u l^2}{8} = 4,37 \times \frac{4,45^2}{8} = 10,82 \text{ KN.m} \\ M_t^5 = 0,70 \times 10,82 = \mathbf{7,57 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

✓ *Moments en appuis :*

1- Etat limite ultime (ELU):

$$\rightarrow \begin{cases} M_A = -0,2 M_0^1 = 11,68 \text{KN.m} \\ M_A = -0,2 \times 11,68 = -2,34 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_B = -0,5 M_{\max} [M_0^2, M_0^1 = 11,70 \text{KN.m} \\ M_B = -0,5 \times 11,70 = -5,85 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_C = -0,4 M_{\max} [M_0^3, M_0^2 = 11,09 \text{KN.m} \\ M_C = -0,4 \times 11,09 = -4,44 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_D = -0,5 M_0^4 \quad M_0^4 = 12,33 \text{KN.m} \\ M_E = -0,5 \times 12,33 = -6,17 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_F = -0,2 M_0^5 \quad M_0^5 = 15,64 \text{KN.m} \\ M_F = -0,2 \times 15,64 = -3,13 \text{KN.m} \end{cases}$$

2- Etat limite de service (ELS):

$$\rightarrow \begin{cases} M_A = -0,2 M_0^1 \quad M_0^1 = 8,99 \text{KN.m} \\ M_A = -0,2 \times 8,99 = -1,79 \text{KN.m} \end{cases}$$

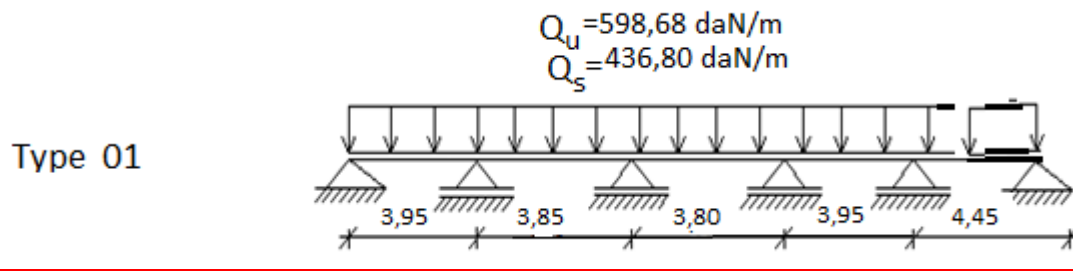
$$\rightarrow \begin{cases} M_B = -0,5 M_0^2 \quad M_0^2 = 8,54 \text{KN.m} \\ M_B = -0,5 \times 8,54 = -4,27 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_C = M_D = -0,4 M_0^3 \quad M_0^3 = 8,32 \text{KN.m} \\ M_C = M_D = -0,4 \times 8,32 = -3,33 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_E = -0,5 M_0^4 \quad M_0^4 = 8,99 \text{KN.m} \\ M_E = -0,5 \times 8,99 = -4,49 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_F = -0,2 M_0^5 \quad M_0^5 = 11,41 \text{KN.m} \\ M_F = -0,2 \times 11,41 = -2,28 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ *Diagramme des moments fléchissant :*



E.L.U. :

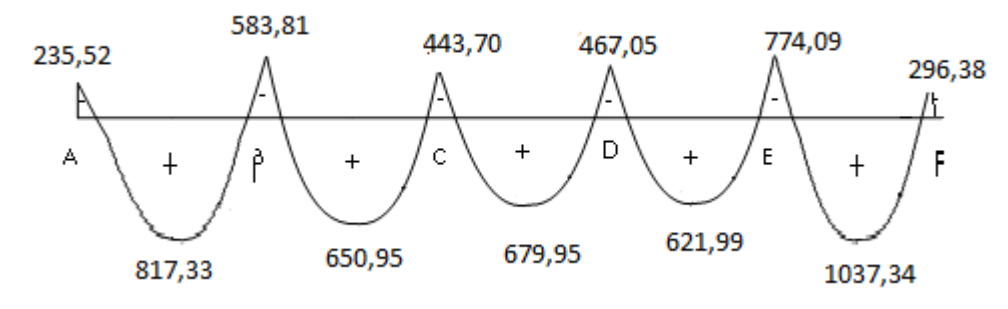


Fig.III.7: Diagramme des moments fléchissant à [E.L.U.] pour la poutrelle type1.

E.L.S. :

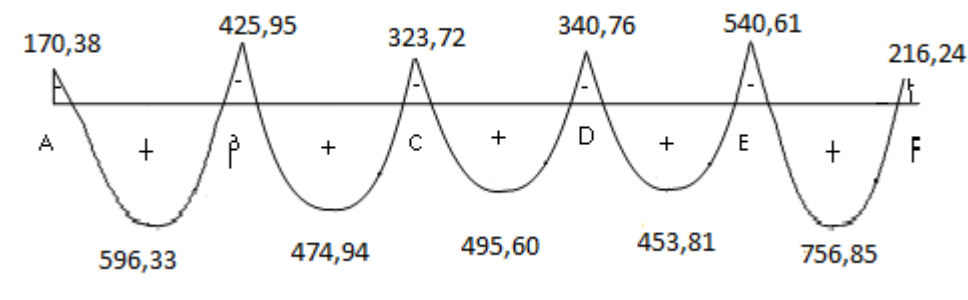


Fig.III.8: Diagramme des moments fléchissant à [E.L.S.] pour la poutrelle type1.

✓ *Calcul de l'effort tranchant (T) :* $T = \pm \frac{q_u l}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$

Type 01

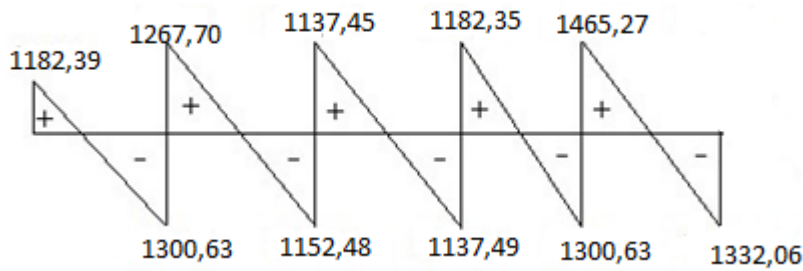
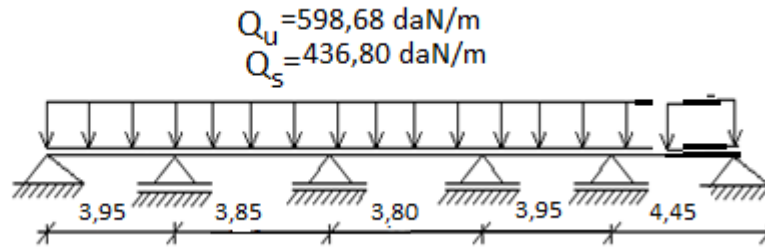
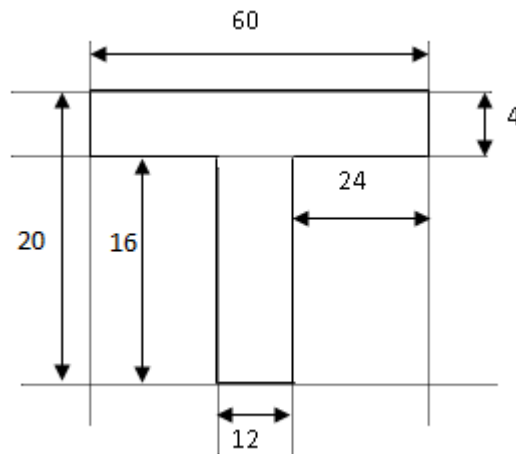


Fig.III.9: Diagramme de l'effort tranchant.

Tableau.III.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et les efforts tranchants maximaux

Sollicitations Types	Moment en travée [daN .m]		Moment en appui [daN .m]		Effort tranchant T [daN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	1037,34	756,85	-740,96	-540,61	1465,27
2	817,33	596,33	-583,81	-630,74	1300,63
3	785,95	820,20	-700	-511,14	1359,75
4	963,25	1123,53	-889,15	-648,73	1531,87

III.2.4) Détermination des armatures :



a. En travée :

1- Etat limite ultime (ELU) :

$$M_t^u = 10,3734 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

✓ *Vérification de l'étendu de la zone comprimée :*

$$\dots\dots[\text{BAEL91}] M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_T = 14,2 \cdot 60 \cdot 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 66796,8 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$M_t^u = 10373,3 \text{ N} \cdot \text{m} < M_T = 66796,8 \text{ N} \cdot \text{m}$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression, Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

✓ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10373,3}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,038$$

$$\mu < \mu_L = 0,392 (\text{Acier FeE 400})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' \neq \\ 1000 \xi_S > 1000 \xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,048$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,980$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10373,3}{348 \times 0,980 \times 18} = 1,69 \text{ cm}^2$$

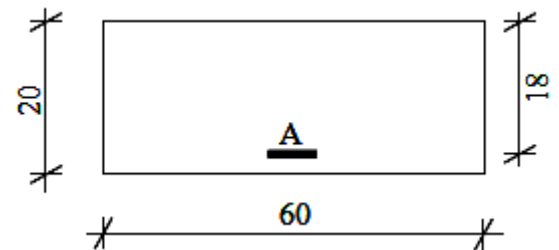


Fig.III.10: Section de calcul en travée.

✓ **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,69 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures:**

Remarque :

Pour des raisons pratiques on adopte un ferrailage de **3T12**

$$3T12 \longrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$$

2- Etat limite de service (ELS):

$$M_t^s = 11,235 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible il n y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier (σ_s).

✓ **Vérification de l'étendu de la zone comprimée :**

$$\sigma_{bc} = 12,47 \text{ MPa.} ; b = 60 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0) = \frac{60 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 3,39 \cdot (18 - 4) = -231,9 \text{ cm} < 0$$

La zone comprimée se trouve dans la nervure la section de calcul est une section en Té :

$$\begin{cases} b_0 \cdot y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30 \cdot A_s]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30 \cdot d \cdot A_s] = 0 \\ I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 [A_s (d - y)^2] \end{cases} \dots\dots\dots [\text{BAEL91/ E.III.2}]$$

A.N:

$$12 \cdot y^2 + [2(60 - 12)4 + 30 \cdot 3,39]y - [(60 - 12)4^2 + 30 \cdot 18 \cdot 3,39] = 0$$

$$y^2 + 40,48y - 216,55 = 0$$

$$\Longrightarrow \mathbf{Y=6,27 \text{ cm}}$$

$$I = \frac{12 \cdot (4,785)^3}{3} + \frac{(60 - 12)4^3}{12} + (60 - 12)4 \left(4,785 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 [3,39 (18 - 4,785)^2]$$

$$\Longrightarrow I = 11063,68 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{485,33}{11063,68} = 0,0439 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,0439 \times 47,85 = 2,10 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 22 = 13,2 \text{ MPa}$$

✓ **Conclusion** :- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 13,2MPa$ } ⇒ Les armatures calculées à l' ELU
 -Fissuration peu nuisible } Sont maintenues

Aucune vérification pour (σ_s)

✓ **Choix des armatures:**

3T12 → A = 3,39cm²

b. En appui :

1- Etat limite ultime (ELU):

$M_a^u = - 889,15daN.m$

La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions ($b_0 \times h$)= (12 × 20) cm².

✓ **Vérification de l'existence de l'armature comprimée :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8891,5}{12,47 \times 12 \times 18^2} = 0,183$$

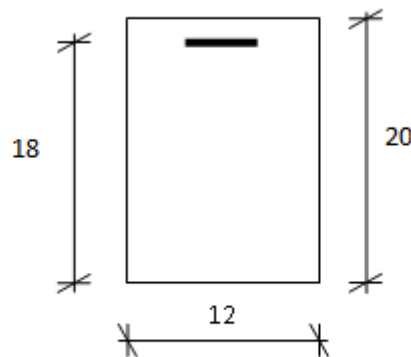


Fig.III. 11: Section de calcul en appui.

$$\mu < \mu_L = 0.392(\text{Acier FeE400})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' \neq \\ 1000\xi_s > 1000\xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348Mpa. \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,255$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,898$$

✓ **Détermination des armatures:**

$$A_a = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8891,5}{348 \times 0,898 \times 18} = 1,58 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{1,92}{400} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,58 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (ELS):

$$M_a^s = -648,73 \text{ daN.m}$$

{ Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier
 - Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 13,2 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{889,15}{648,73} = 1,37$$

$$\frac{1,37 - 1}{2} + \frac{22}{100} = 0,405 > \alpha = 0,255$$

\Rightarrow Inégalité vérifiée \Rightarrow aucun vérification pour la contrainte du béton

\Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

✓ **Choix des armatures:**

$$2 \text{ T12} \longrightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2$$

III.2.5) Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales

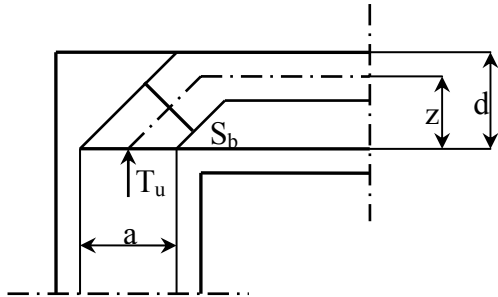


Fig.III.12: L'influence de l'effort tranchant sur un appui de rive.

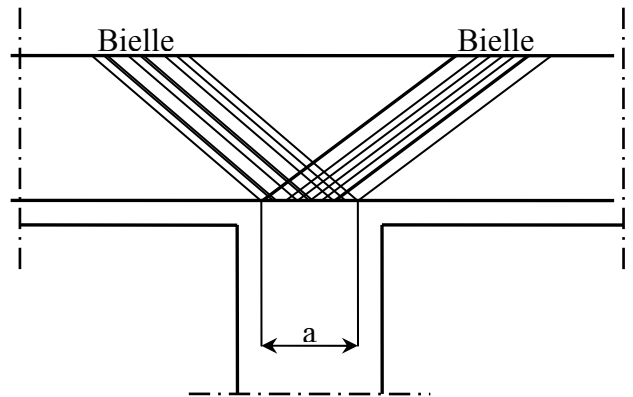


Fig.III. 13: L'influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire.

$T_u^{max} = 1531,87 \text{ daN.}$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \dots\dots\dots [\text{CPA93/A.5.1.3.1.3}].$

Avec : $a = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$

$T_u = 15318,7 \text{ N} \leq 0,267 \cdot 16,2 \cdot 12 \cdot 22 \cdot 10^2 = 114190,56 \text{ N}$

⇒ il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures:

On doit vérifier que : $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$

[BAEL91/H.IV.2]

$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(15318,7 - \frac{11235}{0,9 \cdot 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0,42 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{15318,7}{12 \cdot 18 \cdot 100} = 0,709 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,567 \text{ MPa}$ Pression peut nuisible: $\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 2,93 \text{ MPa}$ } [BAEL91/H.III.2]

$\tau_u < 2,93 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d) Section et écartement des armatures transversales A_t :

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

.....[BAEL91/H.III.3] $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L\right)$

Avec : h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,2\right) = 0,57cm$$

On prend : $\phi_t = 6mm$ de nuance d'acier FeE235 $A_t = 2\phi_6 = 0,57cm^2$

✓ **L'espacement des armatures transversales :**

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

Avec :

$$(1) \begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28} K)}{0,9 f_e} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} & [\text{CBA93/A.5.1.2.3}] \\ \delta_t \leq \min(0,9d; 40cm) & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \\ \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \leq 0,4Mpa & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} & \left\{ \begin{aligned} \delta_{t1} &\leq \frac{0,57 \times 0,9 \times 235}{12 \times 1,15 (0,567 - 0,3 \times 1,92)} \\ \delta_{t2} &\leq \min(16,2; 40)cm \end{aligned} \right. \\ \delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40cm) & \Leftrightarrow \left\{ \begin{aligned} \delta_{t2} &\leq \min(16,2; 40)cm \\ \delta_{t3} &\leq \frac{0,57 \times 235}{12 \times 0,4} \end{aligned} \right. \\ \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \times 0,4} & \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \delta_t \leq -970,65cm < 0 \Rightarrow \text{cette valeur ne sera pas prise en compte.} \\ \delta_t \leq 16,2cm \\ \delta_t \leq 27,91cm \end{cases}$$

$$\Rightarrow \delta_t \leq \min(16,2; 27,91)cm \Rightarrow \delta_t \leq 16,2cm$$

On prend $\delta_t = 15cm$

III.2.6) Vérification de la flèche :

D'après les règles CBA 93, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées (La vérification de la flèche se fait à l'ELS):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \text{b) } \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t^{ser}}{M_a^{ser}} \\ \text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec: L : La portée de la travée entre axe.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

M_t^{ser} : Le moment en travée maximal à E.L.S.

M_a^{ser} : Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

a) Vérification des conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } \frac{h}{L} = \frac{20}{341} = 0,059 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.N.V \\ \text{b) } \frac{h}{L} = \frac{20}{341} = 0,059 < \frac{1}{10} \cdot \frac{485,33}{416,00} = 0,12 \rightarrow C.N.V \\ \text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016 > \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow C.N.V \end{array} \right.$$

✓ **Conclusion :**

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} G : \text{Charge permanente après mise en place des cloisons.} \\ P : \text{Charge Totale (P = G + charge d'exploitation).} \\ J : \text{Charge permanente avant la mise en place des cloisons.} \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} G = 695 \text{ Kg/m}^2 \\ P = 695 + 100 = 795 \text{ Kg/m}^2 \\ J = 695 \text{ Kg/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } b = 0,60 \text{ m } \left\{ \begin{array}{l} G = 6950 \times 0,60 = 4170 \text{ N/ml} \\ P = 7950 \times 0,60 = 4770 \text{ N/ml} \\ J = 6950 \times 0,60 = 4170 \text{ N/ml} \end{array} \right.$$

b) Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0,70 \cdot \frac{G \cdot L^2}{8} = 0,70 \cdot \frac{4170 \times (3,41)^2}{8} = 4242,80 \text{ N.m.} \\ M_P = 0,70 \cdot \frac{P \cdot L^2}{8} = 0,70 \cdot \frac{4770 \times (3,41)^2}{8} = 4853,28 \text{ N.m.} \\ M_J = 0,70 \cdot \frac{J \cdot L^2}{8} = 0,70 \cdot \frac{4170 \times (3,41)^2}{8} = 4242,80 \text{ N.m.} \end{cases}$$

✓ Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{22} = 3082243 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{22} = 1036755 \text{ MPa}$$

✓ Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(60 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \cdot 12 \cdot (20 - 4)/2] + 15 \cdot 3,39 \cdot 2}{(60 \cdot 4) + (20 - 4) \cdot 12 + 15 \cdot 3,39}$$

$$y_G = 12,34 \text{ cm}$$

✓ Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + 15A_s(d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{60 \cdot (12,34)^3}{3} - \frac{(60 - 12) \cdot (12,34 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,34)^3}{3} + 15 \cdot 3,39 \cdot (18 - 12,34)^2$$

$$I_g = 31726,95 \text{ cm}^4$$

✓ Pourcentages des armatures :

$$\rho_1 = 100 \rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3,39}{12 \times 18} = 1,57$$

$$\implies \beta_1 = 0,837$$

c) Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sg} = \frac{M_G}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4242,80}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 83,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_P}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4853,28}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 95,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_J}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4242,80}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 83,07 \text{ MPa}$$

d) Calcul de μ_g , μ_p , μ_j :

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 1,92}{4 \times 0,016 \times 83,07 + 1,92} \right] = 0,54$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 1,92}{4 \times 0,016 \times 95,02 + 1,92} \right] = 0,58$$

$$\mu_J = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 1,92}{4 \times 0,016 \times 83,07 + 1,92} \right] = 0,54$$

e) Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 1,92}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \cdot 0,0157} = 2,35$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \cdot 2,35 = 0,94$$

$$I_{f_i}^G = \frac{1,1 \cdot I_g}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \cdot 31726,95}{(1 + 2,35 \times 0,54)} = 15381,07 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v}^G = \frac{1,1 \cdot I_g}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \cdot 31726,95}{(1 + 0,94 \times 0,54)} = 23149,14 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^P = \frac{1,1 \cdot I_g}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1,1 \cdot 31726,95}{(1 + 2,35 \times 0,58)} = 14769,21 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1,1 \cdot 31726,95}{(1 + 2,35 \times 0,54)} = 15381,07 \text{ cm}^4$$

f) Calcul de flèche (total et admissible) :

$$f_{G_i} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^G} = \frac{4242,80 \times (341)^2}{10 \times 30822,43 \times 15381,07} = 0,10 \text{ cm}$$

$$f_{G_v} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}^G} = \frac{4242,80 \times (341)^2}{10 \times 10367,55 \times 23149,14} = 0,21 \text{ cm}$$

$$f_{P_i} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^P} = \frac{4853,28 \times (341)^2}{10 \times 30822,43 \times 14769,21} = 0,12 \text{ cm}$$

$$f_{J_i} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^J} = \frac{4242,80 \times (341)^2}{10 \times 30822,43 \times 15381,07} = 0,10 \text{ cm}$$

✓ La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{G_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{G_i}) = (0,21 - 0,10) + (0,12 - 0,10)$$

$$\implies \Delta f_t = 0,13 \text{ cm}$$

✓ *La flèche admissible :*

Pour $L = 3,41m < 5,00m$

$$\Rightarrow \Delta f_{t,max} = \frac{L}{500} = \frac{341}{500} = 0,68 \text{ cm}$$

Donc: $\Delta f_t = 0,13 \text{ cm} < \Delta f_{max} = 0,68 \text{ cm} \longrightarrow$ **condition vérifiée**

Tableau.III.2: Ferrailage de la poutrelle.

		M (daN.m)	Al (cm ²)	Choix des armatures	A _t	Disposition des armatures
En travée	ELUR	664,35	1,08	3T12 A=3,39cm ²	2Ø6 A _t =0,57cm ²	
	ELS	485,33	Vérifiée			
En appui	ELUR	-889,15	0,97	1T12 A=1,13cm ²		
	ELS	-648,73	Vérifiée			

III-3/PLANCHER A DALLE PLEINE :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée l_y , petite portée l_x , épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour).

III.3.1)Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

- Pour $\rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions.

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir chapitre II) \Rightarrow le calcul se fait en flexion simple.

Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

- La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés ;
- Considérons 2 bandes :

- Une bande suivant le sens x de longueur l_x et de largeur 1m et
- Une bande suivant le sens y de longueur l_y et de largeur 1m

Et une charge élémentaire P appliquée sur la partie commune aux deux bandes (voir Fig.III.14).

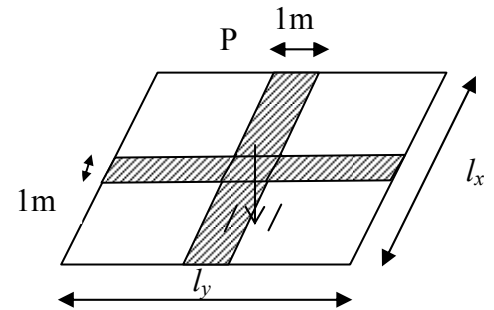
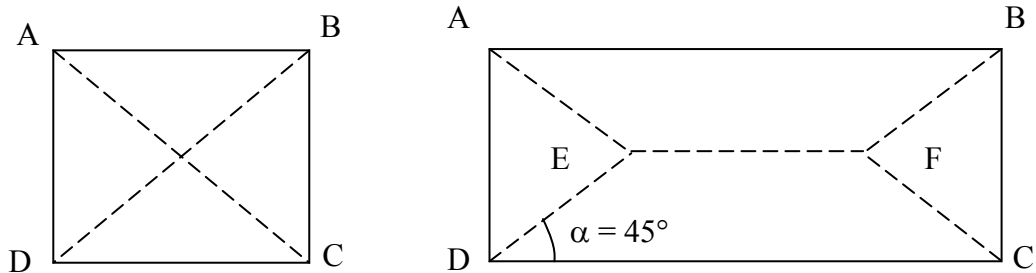


Fig.III.14: Hypothèse de calcul.

✓ **Constatations :**

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme
- Chaque bande dans un sens et soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens ;
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus (voir Fig.III.15.).



a- Panneau de dalle de forme carrée b- Panneau de dalle de forme rectangulaire

Fig.III.15: Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement.

✓ **Conclusion :**

- Deux moments fléchissant agissent est sont évalués forfaitairement;
- Les aciers sont porteurs dans les 2 sens.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

[B.A.E.L 91].

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 15\text{cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1,5\text{cm}$$

⇒ on prendra $\phi = 10\text{mm}$.

Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = (10 + \frac{10}{2}) \text{mm} = 15 \text{mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2}) \text{mm} = 25 \text{mm} \end{cases}$$

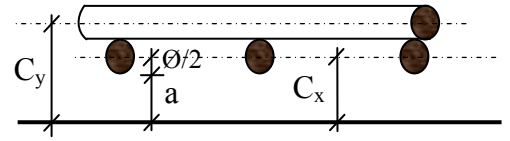


Fig.III.16: Enrobage

Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 15 - 1,5 = 13,5 \text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 15 - 2,5 = 12,5 \text{cm}$$

III.3.2) Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II) on a :

$$\begin{cases} G = 480 \text{ daN/m}^2, \\ Q = 500 \text{ daN/m}^2. \end{cases}$$

a) Combinaisons fondamentales :

1- Etat limite ultime (E L U) :

$$\bar{q}_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\bar{q}_u = 1,35 \times 480 + 1,5 \times 500 = 1398 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 1398 \text{ daN/ml.}$$

2- Etat limite de service (E L S) :

$$\bar{q}_s = G + Q$$

$$\bar{q}_s = 480 + 500 = 980 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_s = \bar{q}_s \times 1,00 = 980 \text{ daN/ml.}$$

b) Calcul des sollicitations :

1- Etat limite ultime (E L U) :

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 & \longrightarrow \text{suivant la direction } l_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} & \longrightarrow \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

2- Etat limite de service (E L S) :

Avec :

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{suivant la direction } l_x \\ \text{suivant la direction } l_y \end{array}$$

μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$ et $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Coefficient de poisson

- * $\nu = 0 \Rightarrow$ états limites ultimes (béton fissuré).
- * $\nu = 0,2 \Rightarrow$ états limites de service (béton non fissuré).

c) Calcul de l'effort tranchant :

$$T_x = \frac{q l_x}{2+\alpha}$$

$$T_y = \frac{q l_x}{3}$$

d) Mode d'encastrement

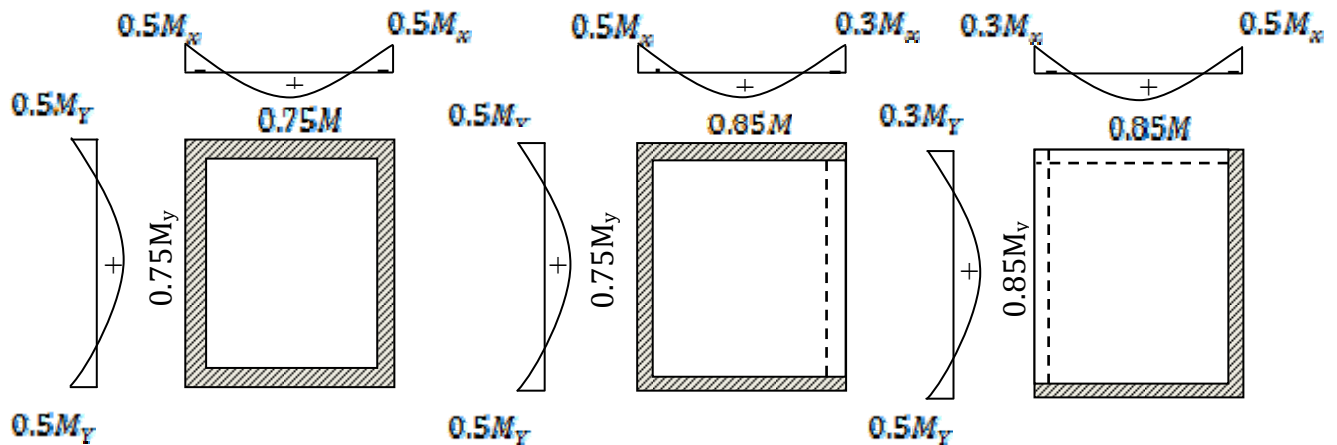


Fig.III.17: schéma représentatif de différents types des panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant

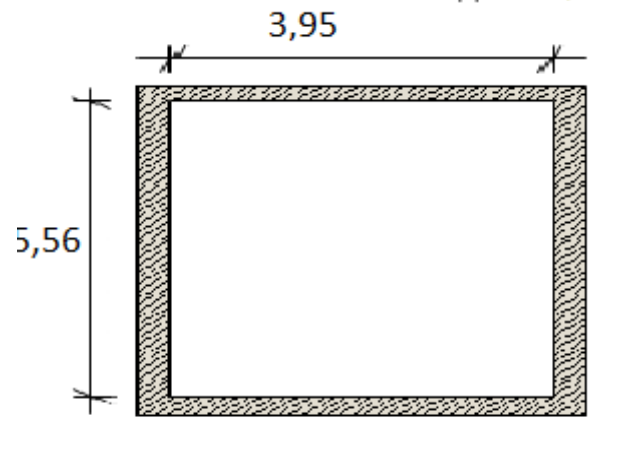


Fig.III.18: Le panneau le plus deffavorable

III.3.3)calcul des moments fléchissant :

✓ *Remarque :*

Pour les calculs des ferrailages de la dalle plein, on prendre le cas le plus défavorable.

Tableau.III.3:Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Sens Moments	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Combinaison				
M_a (daN.m)	745,98	522,93	346,13	242,64
M_t (daN.m)	1118,97	784,40	519,20	364

III.3.4)Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Sens x-x :

a) En travée :

➤ ELU :

✓ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{11189,7}{12,47 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,049$$

FeE400 ⇒ μ_l = 0,392

μ = 0,049 < μ_l = 0,392 ⇒ A' n'existe pas et 1000 ε_s > 1000 ε_l

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

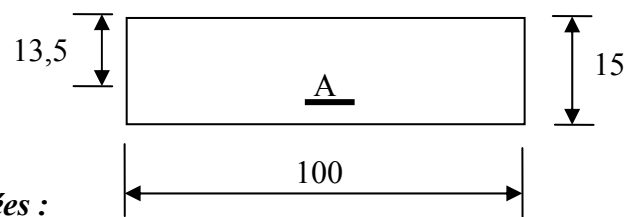


Fig.III.19: Section de calcul en travée sens x-x.

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,063$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,975$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{11189,7}{0,975 \times 348 \times 13,5} = 2,44 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(2,44 ; 1,2) \Rightarrow A = 2,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} (e = 25 \text{ cm})$$

E.L.S :

$$M_{tx}^{ser} = 784,4 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

- section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{1118,97}{784,4} = 1,43$$

$$\frac{1,43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,465 > \alpha = 0,063$$

✓ **Conclusion :**

Inégalité vérifiée \implies aucune vérification pour la contrainte du béton

\implies Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

b)-En appuis :

E.L.U :

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{7459,8}{12,47 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,033$$

$$\mu = 0,033 < \mu_1 = 0,392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,042$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,983$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{7459,8}{0,983 \times 348 \times 13,5} = 1,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(1,62 ; 1,2) = 1,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (e = 25 \text{ cm})$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{as} = 522,93 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 13,2 \text{ MPa}$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{7459,8}{5229,3} = 1,43$$

$$\frac{1,43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 > \alpha = 0,027$$

✓ **Conclusion :**

Inégalité vérifiée \implies aucune vérification pour la contrainte du béton

\implies Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

Sens Y-Y :

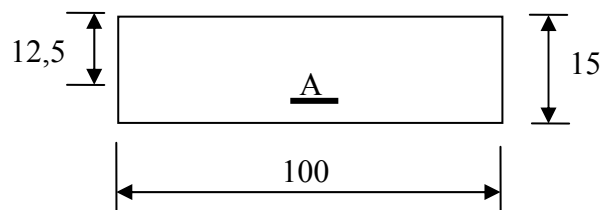


Fig.III.20: Section de calcul en travées sens y-y

✓ **Remarque :**

Le calcul dans ce sens est similaire a celui dans le sens xx. Pour ce la , nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes ferrailages de la dalle pleine dans les deux sens.

Tableau.III.4: Ferrailage de dalle pleine.

Sens combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	M _t (daN.m)	M _a (daN.m)	M _t (daN.m)	M _a (daN.m)
E.L.U	1118,97	745,98	519,20	346,13
E.L.S	784,40	522,93	364	242,64
A calculée (cm ²)	2,44	1,62	2,44	1,62
A _{min}	1,2			
Choix des armatures	A=4T10 (A=3,14 cm ² /ml)	A=4T10 (A=3,14 cm ² /ml)	A=4T10 (A=3,14 cm ² /ml)	A=4T10 (A=3,14 cm ² /ml)
	e = 25 cm			

III.3.5)Vérification des contraintes de cisaillement :

L'effort tranchants suivants sur chacun des 4 cotés est uniforme et à pour valeur :

$$T_x = \frac{q l_x}{2+\alpha} = \frac{1398 \times 3,95}{2+0,71} = 2037,68$$

$$T_y = \frac{q l_x}{3} = \frac{1398 \times 3,95}{3} = 1840,7$$

d'après le tableau:

$$T^{max} = 2037,68 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b \times d_x} = \frac{20376,8}{100 \times 100 \times 14,5} = 0,141 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 f_{c28} = 1,54 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,141 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,54 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.3.6) Vérification de la flèche :

✓ **Condition de vérification de la flèche : [CBA 93 / B.7.5]**

Pour la dalle pleine portant sur quatre cote ($0,4 \leq \rho \leq 1$) ; la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si :

$$\bullet \frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 M_x}$$

$$\bullet \rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e}$$

On fait vérifier pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{16}{395} = 0,041$$

$$\frac{M_{tx}}{20 M_x} = \frac{0,75 M_x}{20 M_x} = 0,038 \Rightarrow \frac{hd}{lx} > \frac{Mt_x}{20 M_x} \Rightarrow 0,041 > 0,038 \Rightarrow C.V$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} = \frac{3,14}{100 \times 14,5} = 0,002$$

$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,002 < 0,005 \Rightarrow C.V$$

⇒ Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

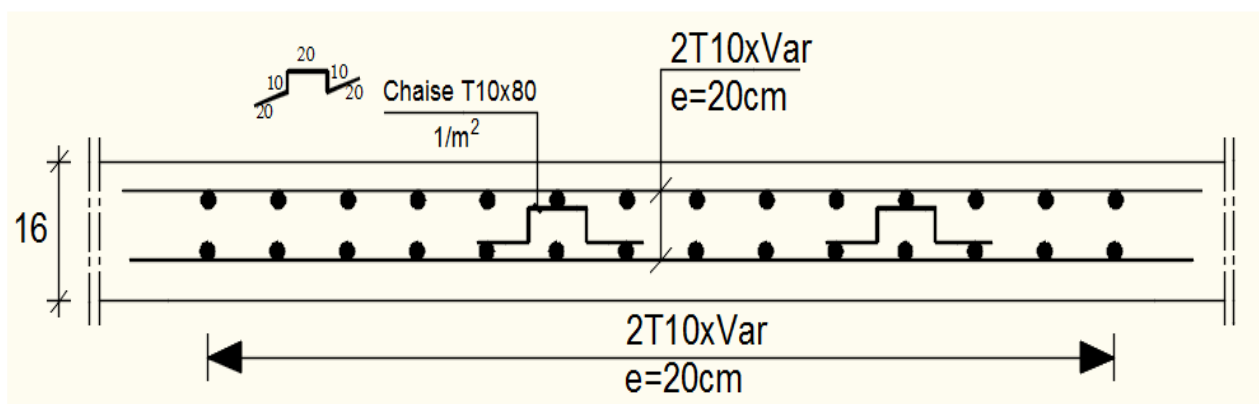


Fig.III.21: Shema de ferrillae de la dalle pleine

CHAPITRE IV :
Etude des éléments non structuraux

IV-1/ LES ESCALIERS :

Généralités :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment, Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée , il est soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes, équipements).

Ces différentes charges peuvent entraîner les dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation – fissuration ou même la ruine de l'escalier).

Pour éviter ce risque on, doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

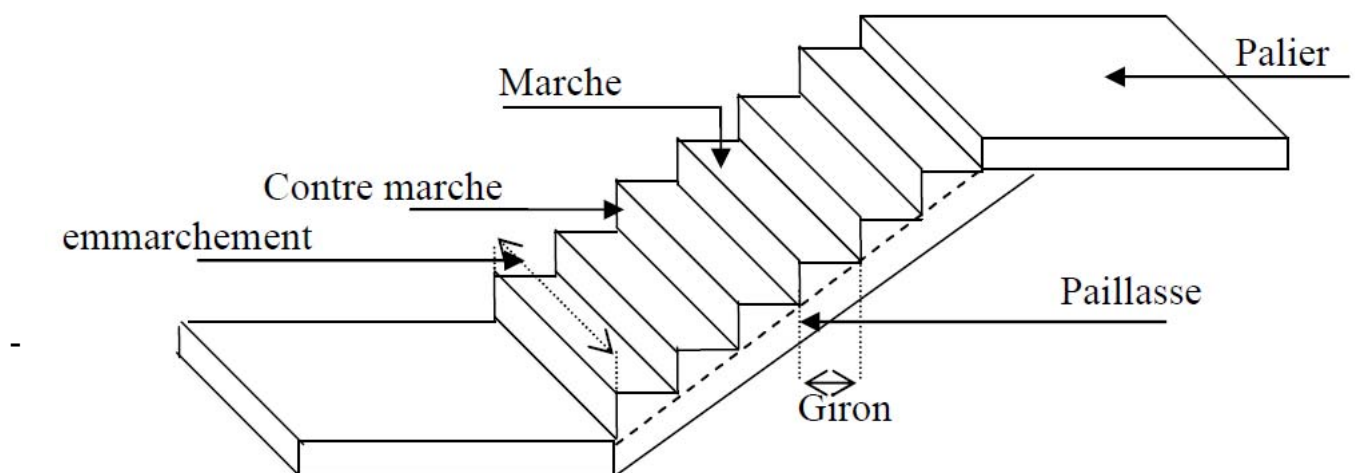


Figure IV-1 : schéma d'un escalier

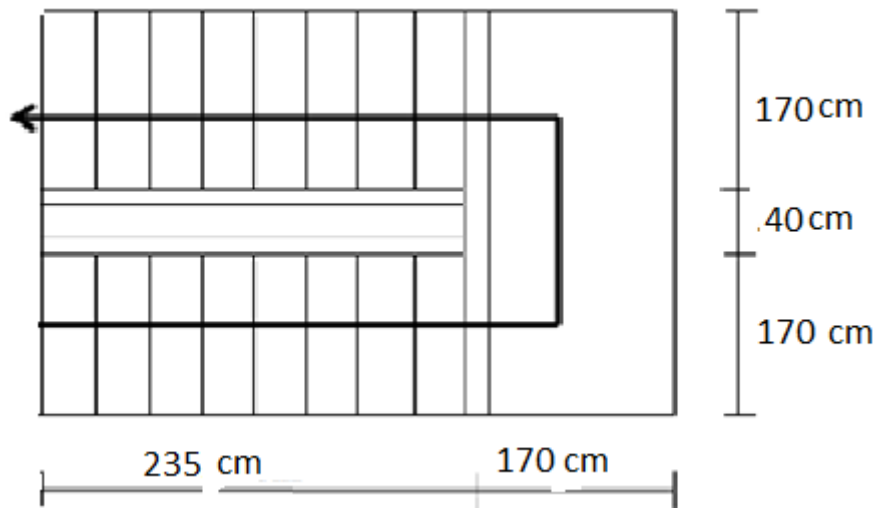


Figure IV-2 : vue en plan de l'escalier.

IV.1.1) Paillasse :

Dans notre projet, nous avons des escaliers à paillasse porteuse en béton armé. Les dimensions des marches (g) et contre marches (h) sont les suivantes :

$$h_e = n \times h$$

h_e : la hauteur d'étage.

h : la hauteur des contres marches

g : giron de la marche varie de 22 à 33cm..

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

n : nombre de contre marches.

Calcul du nombre de contre- marches « n » :

$$h' = h_e / 2 = 3,06 / 2 = 1,53m = 153 \text{ cm.}$$

$$h = 17\text{cm} \Rightarrow n = h' / h = 153 / 17 = \mathbf{9 \text{ contre marches.}}$$

$$\Rightarrow n - 1 = 9 - 1 = \mathbf{8 \text{ marches.}}$$

Donc on à : 02 volées // 9 contre marches.

Et de 8 marches ; chacune a un emmarchement de 1,70 m

$$\text{D'autre part } (n-1) g = L \Rightarrow g = L / (n-1) = 235 / 8 = 29,38\text{cm}$$

On prend $g = 30\text{cm}$

D'après la formule de Blondel, on a :

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm.}$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

et que $59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$.

✓ *L'inclinaison de la paillasse :*

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{153}{235} = 0,65 \Rightarrow \alpha = 33,07^\circ$$

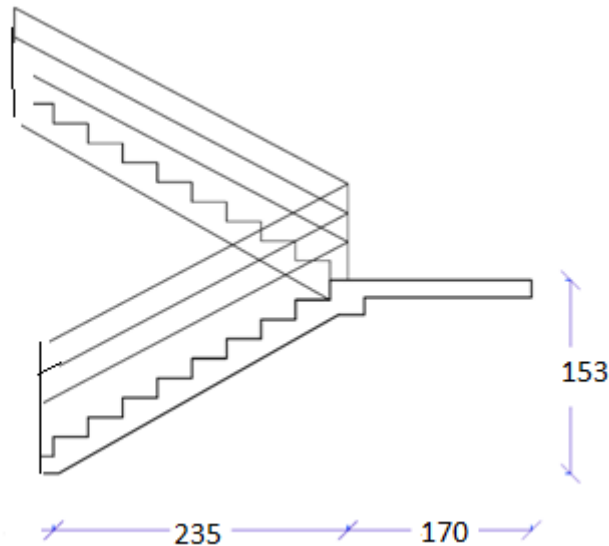


Figure IV-3 : coupe au niveau de l'escalier.

Pré- dimensionnement :

✓ *La longueur de paillasse :*

$$L = \frac{2,35}{\cos(33,07)} = 2,8 \text{ m}$$

✓ *Épaisseur de paillasse :*

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{280}{30} < e < \frac{280}{20}$$

D'où $e_p = (9,33 ; 14) \text{ cm}$

✓ *Épaisseur de palier :*

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{170}{30} < e < \frac{170}{20}$$

D'où $e_p = (5,66 ; 8,5) \text{ cm}$

✓ *Conclusion :*

en prend $e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 12 \text{ cm}$

Descente de charge:

Volée :

✓ *Charges permanentes :*

-Revêtement en carrelage horizontale (2000×e _p).....	40 daN/m ²
-Mortier de ciment horizontal (2000×e _p).....	40 daN/m ²
-Lit de sable (1800×e _p).....	36 daN/m ²
-Revêtement en carrelage vertical (2000×e _p ×h /g).....	22,66 daN/m ²
-Poids propre de la paillasse (2500×e _p /cosα).....	344,8daN/m ²
-Poids propre des marches (2200 × h/2).....	187 daN/m ²
-Garde-corps.....	10 daN/m ²
-Enduit en plâtre 1000× e _p /cosα.....	22,98 daN/m ²

$$G_1 = 703,44 \text{ daN/m}^2$$

✓ *Charges d 'exploitation :*

Locaux à usage d'habitation ⇒ $Q_1 = 250 \text{ daN / m}^2$.

✓ *Combinaisons fondamentales :*

- **ELU** : $Q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 (703,44) + 1,5 (250) \Rightarrow P_{u1} = 1324,64 \text{ daN/m}^2$
- **ELS** : $Q_{s1} = G_1 + P_1 = 703,44 + 250 \Rightarrow P_{s1} = 953,44 \text{ daN / m}^2$

✓ *Pour une bande de 1m de largeur :*

$$P_{u1} = Q_u \times 1,00 \Rightarrow q_{u1} = 1324,64 \text{ daN/ml}$$

$$P_{s1} = Q_s \times 1,00 \Rightarrow q_{s1} = 953,44 \text{ daN / ml.}$$

Palier :

✓ *Charges permanentes :*

-poids propre du palier (2500× e _p).....	300daN/m ²
-Mortier de pose (2000×e _p).....	40 daN/m ²
-Revêtement en carrelage(2000× e _p)	40 daN/m ²
- Lit de sable (1800×e _p).....	36 daN/m ²
-Enduit de plâtre (e _p ×1000).....	20

daN/m²

$$G_2 = 436 \text{ daN/m}^2$$

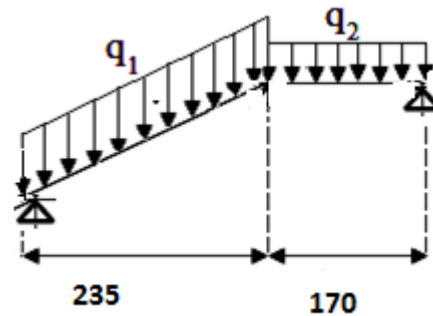
✓ *Surcharges d 'exploitation :*

Locaux à usage d'habitation ⇒ $Q_2 = 250 \text{ daN / m}^2$.

✓ *Combinaisons fondamentales :*

- **ELU** : $P_{u2} = 1,35 G_2 + 1,5P_2 = 1,35 (436) + 1,5 (250) \Rightarrow Q_{u2} = 963,6 \text{ daN / m}^2$
- **ELS** : $P_{s2} = \bar{G}_2 + P_2 = 506 + 250 \Rightarrow Q_{s2} = 686 \text{ daN / m}^2$

✓ *Pour une bande de 1m de largeur ;*



$$q_{u2} = Q_{u2} \times 1,00 \Rightarrow q_{u2} = 963,6 \text{ daN / ml.}$$

$$q_{s2} = Q_{s2} \times 1,00 \Rightarrow q_{s2} = 686 \text{ daN / ml.}$$

Détermination des moments max :
Le calcul d'escalier se fait pour 1ml :

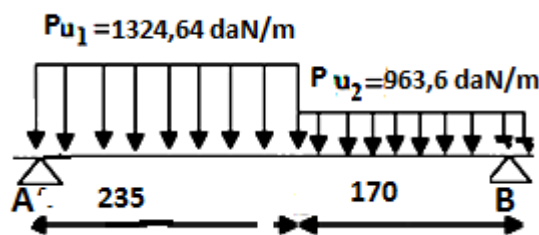


Figure IV-4 : Schéma statique.

E.L.U :

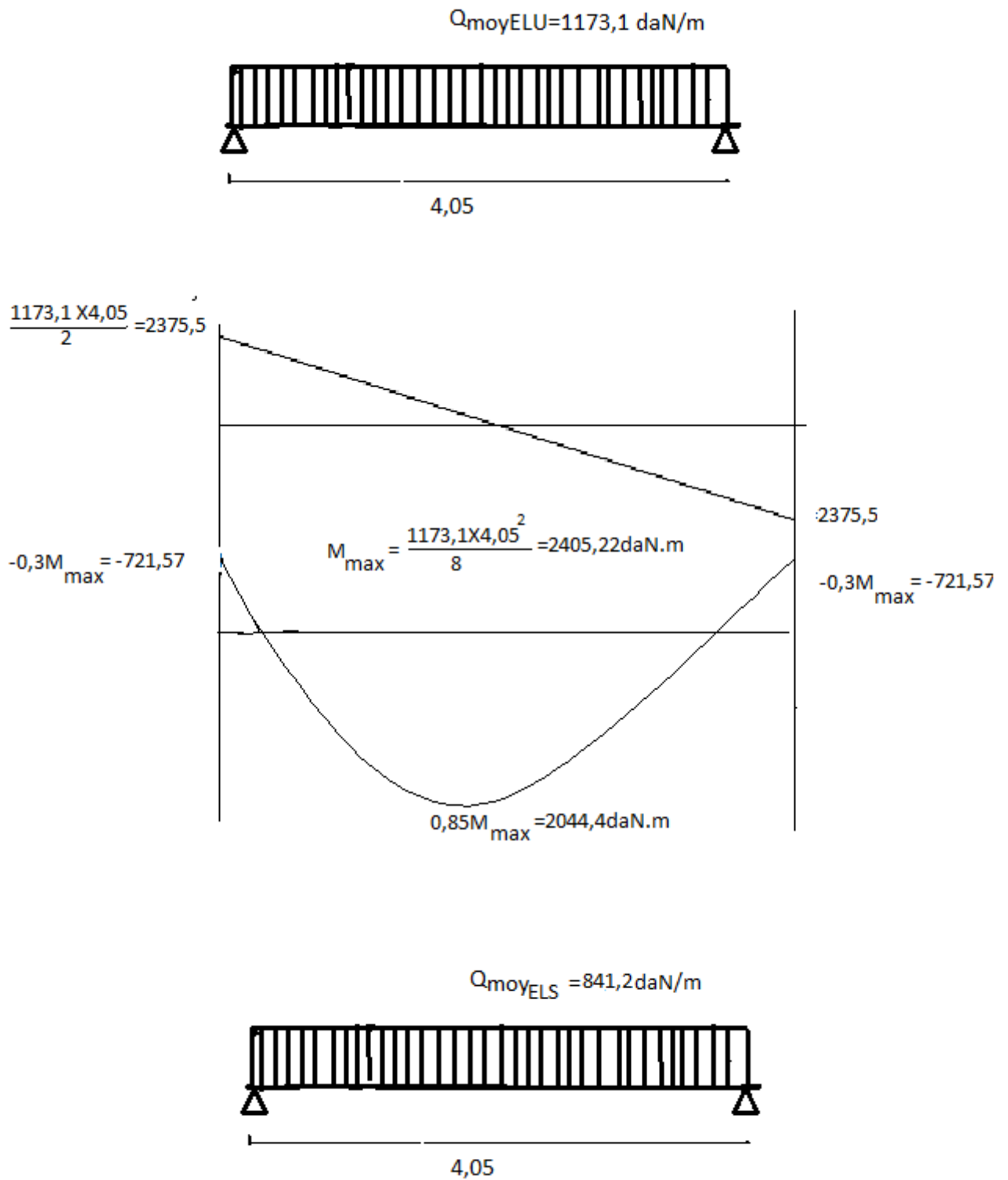
$$P_{u1} = 1324,64 \text{ daN/ml}$$

$$P_{u2} = 963,6 \text{ daN / ml}$$

$$Q_{\text{moyELU}} = \frac{963,6 \times 1,70 + 1324,64 \times 2,35}{2,35 + 1,70} = 1173,09 \text{ daN/m}$$

$$Q_{\text{moyELS}} = \frac{686 \times 1,70 + 953,44 \times 2,35}{2,35 + 1,70} = 841,18 \text{ daN/m}$$

Dagramme de M,T en ELS et



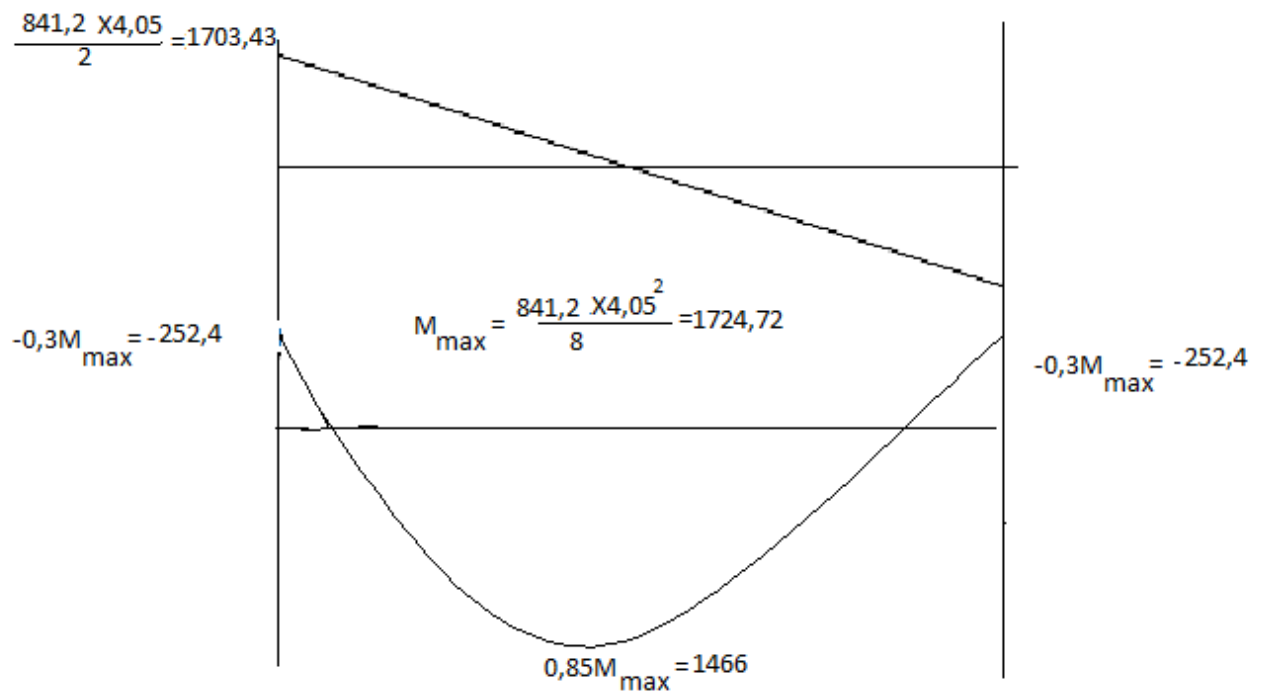


Tableau IV-1 : Moments fléchissant maximaux.

Moment max [daN .m]		Moment en travée [daN .m]		Moment en appui [daN .m]	
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
2405,22	1724,72	2044,4	1466	-721,54	-252,4

Calcul du ferrailage :

✓ **Remarque :**

Le calcul de ferrailage se fait a la flexion simple et les résultats sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Tableau récapitulatif du ferrailage.

Escalier type	A _{min} [cm ² /ml]	A _{cal} [cm ² /ml]	Barres choisies	A _{cor} [cm ² /ml]	espacement [cm]	A répartitions [cm ² /ml]	espacement [cm]
Travées	1,30	5,82	6T12	6,79	16	4T8	25
Appuis		1,96	4T12	4,52	33	3T8	33

Vérification les efforts tranchants :

$$T_{\max} = 2375,5 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{23755}{100 \times 10,8 \times 100} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 2,93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,93 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de reprise du bétonnage Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

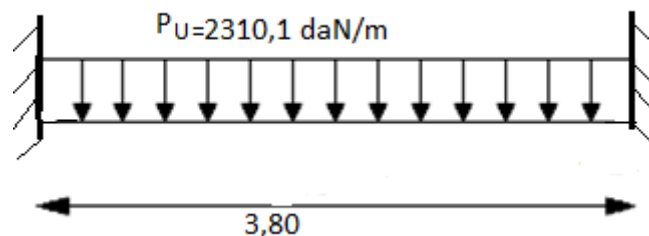
Ferrailage de la poutre palière :

Figure IV-5: Schéma statique de la poutre palière

✓ ***Pré-dimensionnement :***

Selon le CBA 93 : la hauteur h de la poutre palière doit être :

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

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10}$$

$$25,33 \leq h \leq 33,8 \text{ on prend : } h = 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA99/version 2003 : $h = 30$ et $b = 30$

tel que : $h \geq 30$

$b \geq 20$

Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = 30 \times 30 \text{ cm}^2$

Charge supportée par la poutre palière

Poutre palière(ELS) :

Poids propre de la poutre : $0,30 \times 0,30 \times 25 = 225 \text{ daN/m}$.

Mur Brique : $1,35 \times 0,25 \times 15 = 506$ daN/m

Crépissage : $1,35 \times 0,01 \times 2 \times 20 = 54$ daN/m

Réaction du palier ELS : $1703,43/1,90 = 896,54$ daN/m

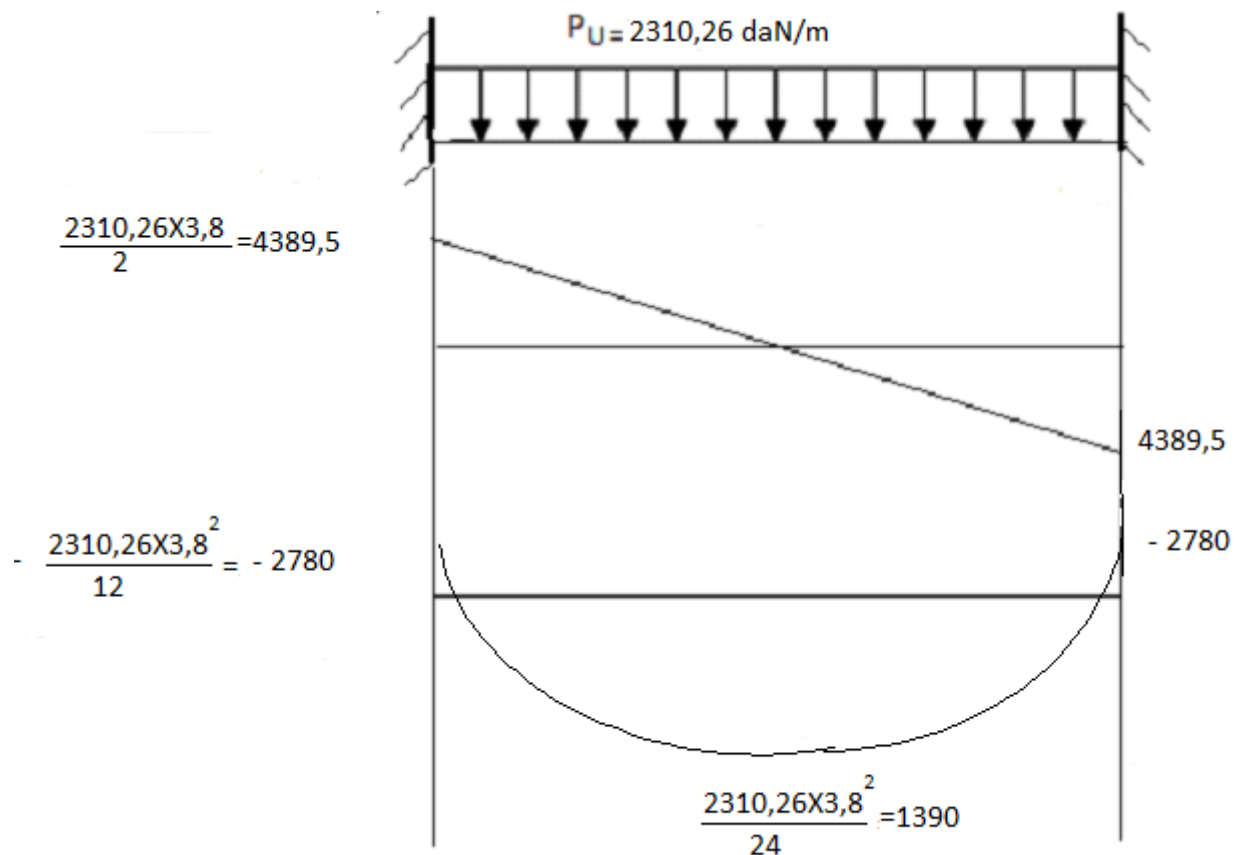
$P_S = 1681,54$ daN/m

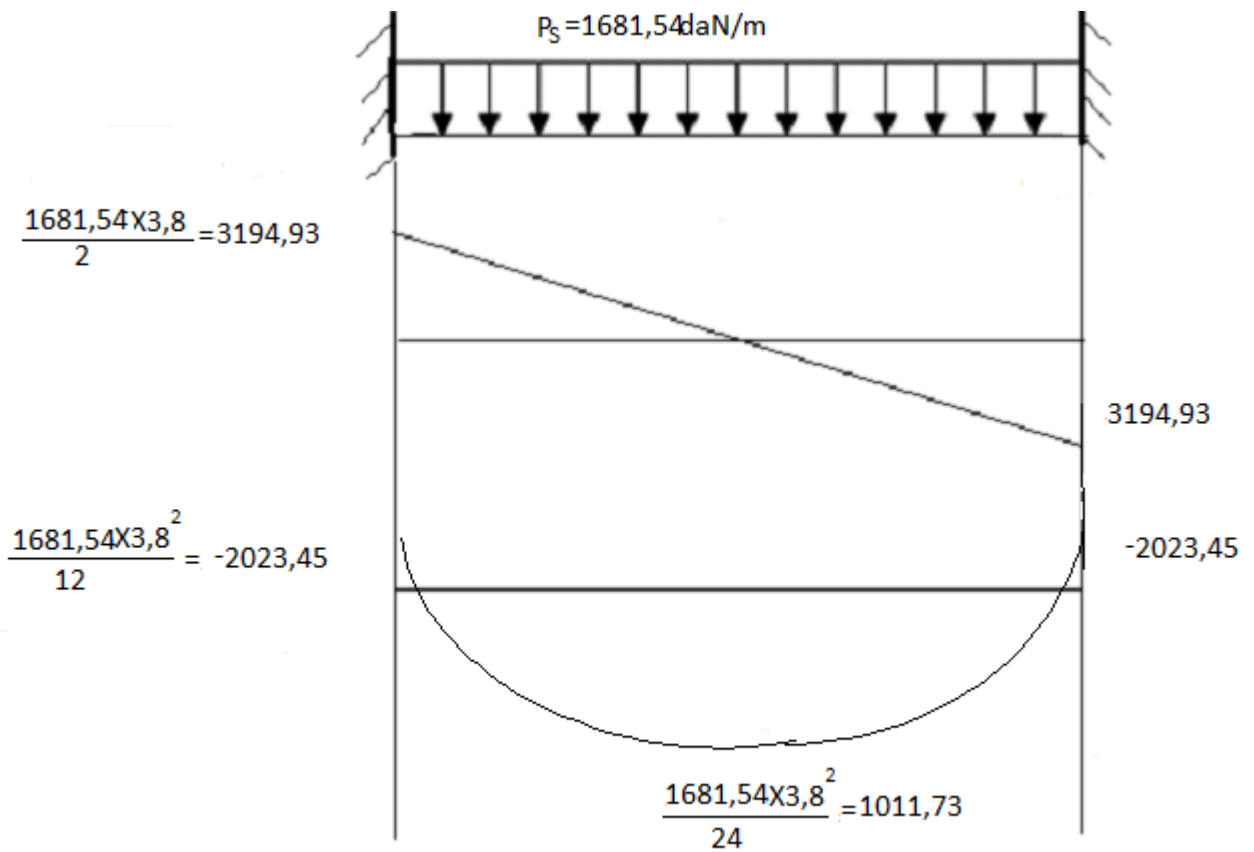
Poutre palière(ELU) :

$(225 + 506 + 54) \times 1,35 = 1060$

Réaction du palier ELU : $2375,5/1,90 = 1250,26$ daN/m

$P_U = 2310,26$ daN/m





- **ELU :** $M_u^a = -2780 \text{ daN.m}$ $M_u^t = 1390 \text{ daN.m}$ $T_u = 4389,5 \text{ daN}$
- **ELS :** $M_S^a = -2023,45 \text{ daN.m}$ $M_S^t = 1011,73 \text{ daN.m}$ $T_S = 3194,93 \text{ daN}$

Tableau IV-3 : Moments fléchissant maximaux.

Moment en travée [daN .m]		Moment en appui [daN .m]	
ELU	ELS	ELU	ELS
1390	1011,73	-2780	-2023,45

✓ **Ferraillage en travée :**

Remarque :

Le calcul de ferraillage se fait a la flexion simple et les résultats sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-4 : Tableau récapitulatif du ferrailage.

poutre palière	A_{\min} [cm ² /ml]	A_{cal} [cm ² /ml]	Barres choisies	A_{cor} [cm ² /ml]
Travées	0,98	1,51	4T12	4,52
Appuis		3,11	6T12	6,79

Vérification au cisaillement :✓ *Armatures transversales :*

On doit vérifier : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$T_{u_{\max}} = 4389,5 \text{ daN}$$

✓ *Contraintes tangentielles :*

$$\tau_u = \frac{T_{u_{\max}}}{b d} = \frac{43895}{30 \times 27 \times 100} = 0,54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 2,93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,93 \text{ MPa}$$

les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

✓ *Section et écartement des armatures transversales A_t :***Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi = \min \begin{cases} h/35 = 0,86 \text{ cm} \\ b/10 = 3,0 \text{ cm} \\ \phi_{\lambda} = 1,4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Soit } \phi = 0,86 \text{ cm}$$

On prendra : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$. → de nuance d'Acier FeE 235

Choix : 4T8 → $A = 2,00 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales : Selon « B.A.E.L. 91 » :

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28} K)}{0,9 f_e} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}] \\ \delta_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \\ \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \leq 0,4 \text{Mpa} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \end{array} \right.$$

$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \\ \delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \times 0,4} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \delta_{t1} \leq \frac{2,00 \times 0,9 \times 235}{30 \times 1,15 (0,55 - 0,3 \times 2,1)} \\ \delta_{t2} \leq \min(24,3; 40)\text{cm} \\ \delta_{t3} \leq \frac{2,00 \times 235}{30 \times 0,4} \end{array} \right.$$

$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \delta_t \leq 27,61\text{cm} \\ \delta_t \leq 24,30\text{cm} \Rightarrow \delta_t \leq \min(27,61; 24,30; 39,17)\text{cm} \Rightarrow \delta_t \leq 24,30\text{cm} \\ \delta_t \leq 39,17\text{cm} \end{array} \right.$$

On prend : $\delta_t = 20\text{cm}$

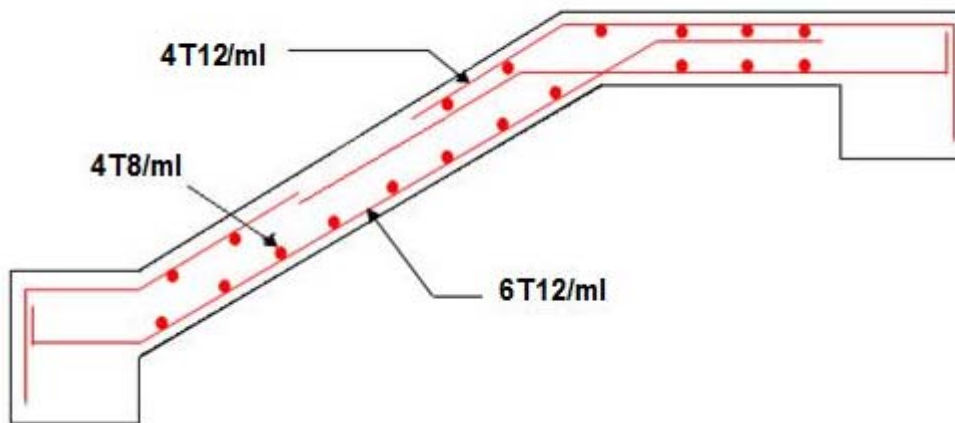


Figure IV.6 : Ferrailage d'escalier

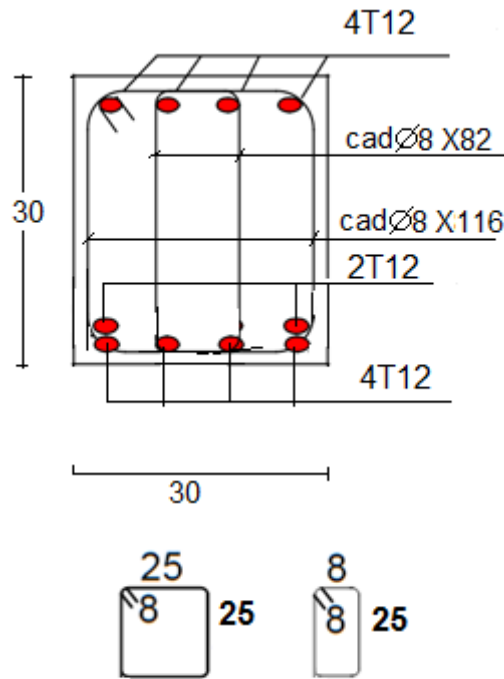


Figure IV.7 : Ferrailage du poutre palière

IV-2/ ETUDE DE L'ACROTÈRE

IV.2.1) Détermination des sollicitations :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastree à sa base dans la poutre (poutre principal et secondaire). Cette dernière est soumise à un effort normal dû à son poids propre, et à un moment dû à une force horizontale donnée par l'RPA.99 (version 2003).

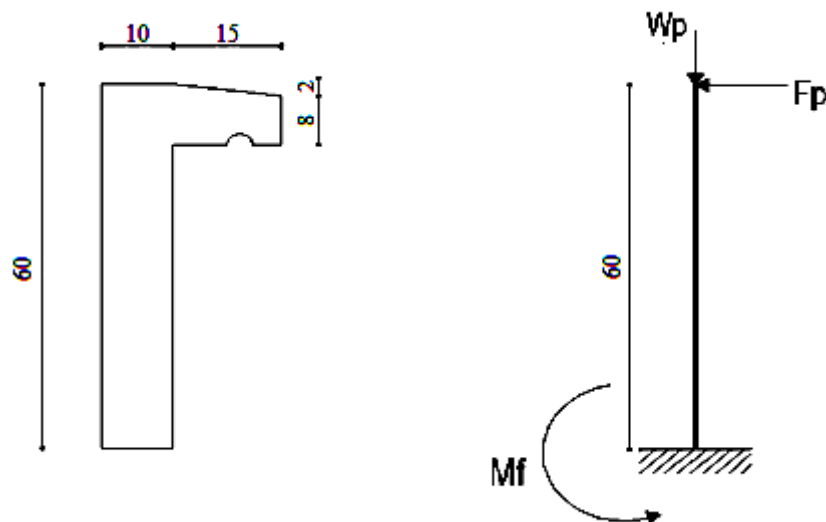


Fig. IV.8 : Dimensions et schéma statique de l'acrotère

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \text{ [Art 6.2.3 RPA99/version 2003]}$$

Telle que :

A : Coefficient d'accélération de la zone ;

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 ;

Élément en console $C_p = 0,8 \longrightarrow$

W_p : Poids de l'élément considéré ;

F_p : Force statique équivalente horizontale.

-L'ouvrage est implanté à MOSTAGANEM Zone II - a }
 - Ouvrage courant ou à moyenne importance Groupe 2 } \Longrightarrow Donc : A = 0.15 [Tableau 4.1 RPA]

✓ **Le poids de l'élément :**

$$W_p = 2500 \left[(0,6 \cdot 0,1) + (0,1 \cdot 0,15) - \left(\frac{0,15 \cdot 0,02}{2} \right) \right] = 183,75 daN$$

Donc :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 183,75 = 88,2 daN$$

$$\Rightarrow M = F_p \cdot l = 88,2 \cdot 0,6 = 52,92 daN.m$$

➤ **Etat limite ultime :**

$$M_u = 1,5 \cdot M = 1,5 \cdot 52,92 = 79,38 daN.m$$

$$N_u = 1,35 \cdot W_p = 1,35 \cdot 183,75 = 248,06 daN$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_s = M = 52,92 daN.m$$

$$N_s = W_p = 183,75 daN$$

IV.2.2) Détermination des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm, la section de calcul est (100×10) cm².

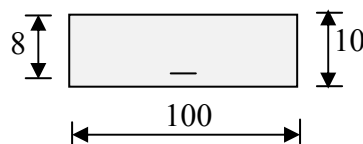


Figure. IV-9: Section de calcul .

➤ **Etat limite ultime :**

✓ **Position du point d'application de l'effort normal (N^u) :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{79,38}{248,06} = 0,32m$$

$$e_0 = 0,32m > \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05m$$

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouve à l'extérieur de la section.

⇒ La section est partiellement comprimée.

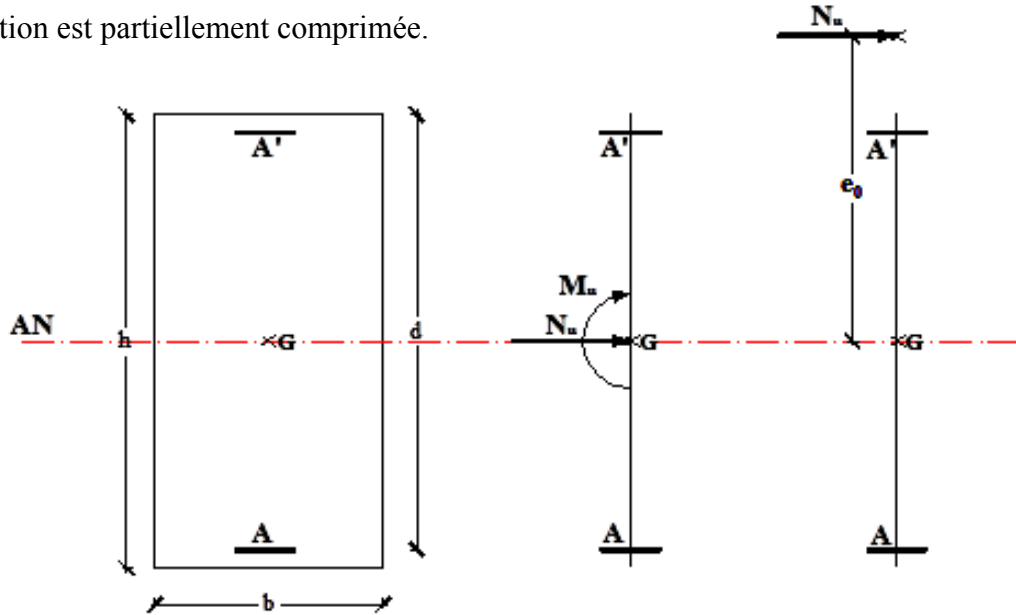


Figure. IV-10: Position du point d'application de l'effort normal N^u .

✓ *Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :*

$$M_{lu} = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c \right) = 248,06 \cdot \left(0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 86,82 \text{ daN.m}$$

✓ *Calcul des armatures en flexion simple :*

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{lu}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{868,2}{12,47 \times 100 \times 8^2} = 0,011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,014$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

$$A_1 = \frac{M_{lu}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{868,2}{348 \times 0,995 \times 8} = 0,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée) :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,31 - \frac{2480,6}{100 \cdot 348} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ *Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)*

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{1,92}{400} = 0,88 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ *Conclusion:*

$$A_x = \max (A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) = \max (0,24 ; 0,88) = 0,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ *Choix des Armatures:*

$$4\text{T}8/\text{ml} \rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}8 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

✓ *Armatures de répartition :*

$$A_r^i \geq \frac{A_t}{4} = \frac{0,88}{4} = 0,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ *Choix des Armatures:*

$$4\text{T}8/\text{ml} \rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}8 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ Etat limite de service :

✓ *Position du point d'application de l'effort normal (Ns) :*

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{52,92}{183,75} = 0,29 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,29 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m}$$

⇒ Le point d'application de l'effort normal de compression N_s se trouve à l'extérieur de la section.

⇒ La section est partiellement comprimée.

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$$

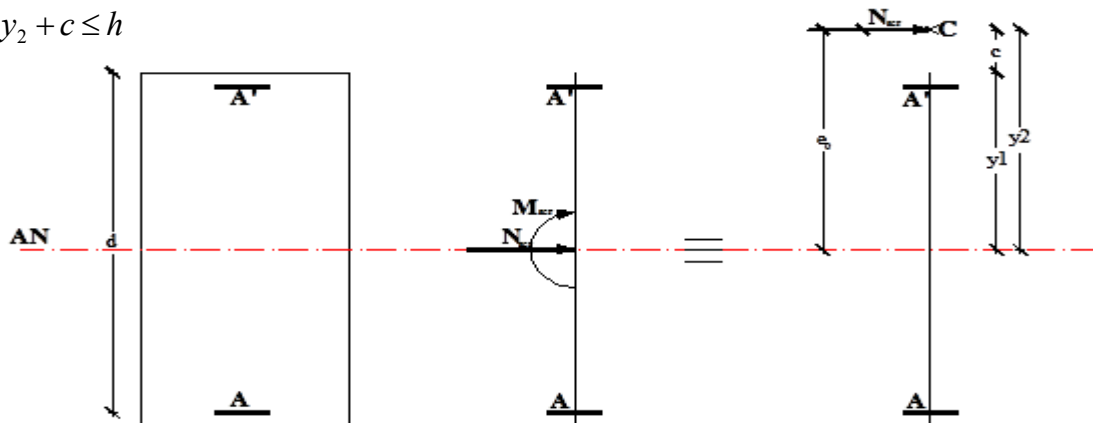


Figure. IV-11: Position du point d'application de l'effort normal N^{ser} .

C : Centre de pression (point d'application de l'effort normal N^{ser}) ;

c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée ;

y_2 : La distance du point C à l'axe neutre ;

N^{ser} : est un effort normal de compression $\longrightarrow y_2 > 0$

C : se trouve à l'extérieur de la section $\longrightarrow c$ sera considéré comme négatif.

✓ **Détermination des contraintes :**

$$p = -3 \cdot c^2 + \frac{90 \cdot A}{b} \cdot (d - c) \quad \dots\dots \text{BAEL91/5.1}$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 0,29 - \frac{0,1}{2} = 0,24m \Rightarrow c = -0,24m$$

$$p = -3 \cdot (-24)^2 + \frac{90 \cdot 2,01}{100} \cdot (8 + 24)$$

$$p = -1670,11$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A}{b} \cdot (d - c)^2 \quad \dots\dots \text{BAEL91}$$

$$q = -2 \cdot (-24)^3 - \frac{90 \cdot 2,01}{100} \cdot (8 + 24)^2$$

$q = 25795,58$
 y_2 est la solution de l'équation $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1670,11y_2 + 25795,58 = 0$

D'après le [BAEL91] la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (25795,58)^2 + \frac{4}{27} \cdot (-1670,11)^3 = -24718926,19 < 0$$

$$\Rightarrow \cos \varphi = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} = -\frac{3 \times 25795,58}{2 \times 1670,11} \sqrt{\frac{3}{1670,11}} = -0,982 \Rightarrow \varphi = 169,10^\circ$$

$$a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{1690,11}{3}} = 47,19$$

$$y_{21} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 47,19 \cdot \cos\left(\frac{169,10}{3}\right) = 26,14 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = 47,19 \cdot \cos\left(\frac{169,10}{3} + 120^\circ\right) = -47,10 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 47,19 \cdot \cos\left(\frac{169,10}{3} + 240^\circ\right) = 20,96 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = y_{21} + c < 10 \text{ cm} \Rightarrow 0 < y_1 = 26,14 - 24 = 2,14 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

\Longrightarrow D'où : $y_1 = 2,14 \text{ cm}$

✓ **Calcul du moment statique :**

$$\left. \begin{aligned} S &= \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \cdot (2,14)^2}{2} - 15 \cdot 2,01 \cdot (8 - 2,14) = 52,30 \text{ cm}^3 \dots \\ k &= \frac{N_s}{1000 \cdot S} = \frac{1837,5}{1000 \times 52,30} = 0,035 \text{ N/mm}^3 \\ \sigma_b &= k \cdot y_1 = 0,035 \cdot 21,4 = 0,75 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,035 \cdot (80 - 21,4) = 30,77 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{BAEL91.E.3}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc ; la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

Avec : FeE400 $\Rightarrow \eta = 1,6$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 1,92}\right) = 193 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 22 = 13,2 \text{ MPa}$$

✓ **Conclusion :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_b &= 0,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 13,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 30,77 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 193 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues}$$

IV.2.3) Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \cdot 88,2 = 132,3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b \times d} = \frac{1323}{100 \cdot 8 \cdot 100} = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \overline{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,2 \text{ MPa} \dots \text{BAEL91.H.3.2}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures}$$

transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

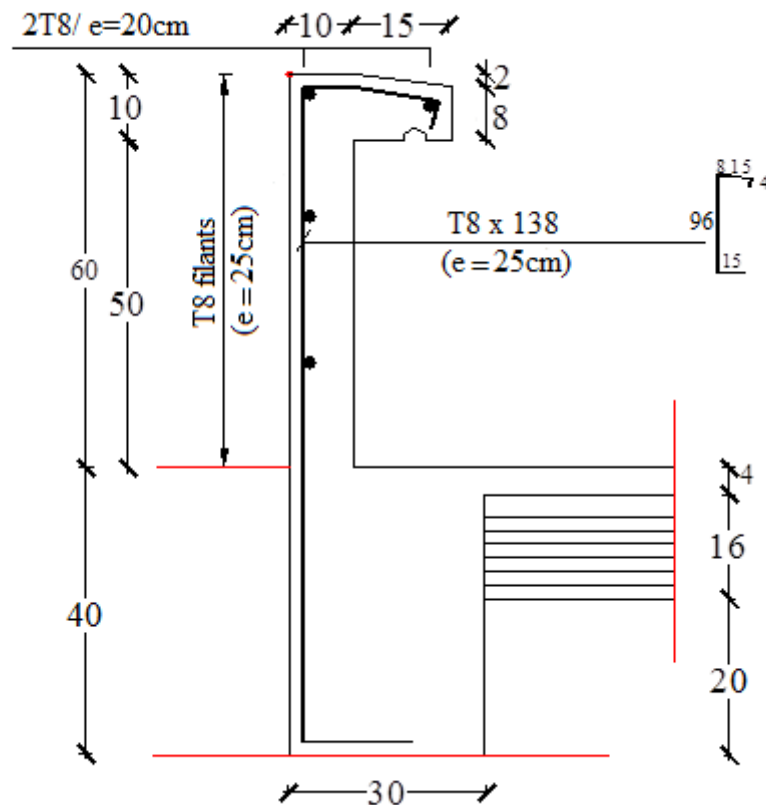
IV.2.4) schéma de ferrailage :

Figure. IV-12: schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.3/ETUDE DE L'ASCENSEUR :**IV.3.1) Définition :**

Appareil élévateur installé à demeure, desservant des niveaux définis de l'immeuble, la constitution permet manifestement l'accès des personnes, composé de trois constituants principaux :

- Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;
 - Treuil de levage de la poulie ;
 - Le contre poids.

IV.3.2) Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française NF-P82-209 qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte charge).

C'est ainsi que la norme l'EN 12183 a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 630 daN, donc; les dimensions sont :

- Largeur de la cabine : $L_c = 1,10m$
- Profondeur de la cabine : $P_c = 1,40m$
- Largeur de la gaine : $LG = 1,50m$
- Profondeur de la gaine : $PG = 1,70m$
- Hauteur de la cabine : $H_c = 2,20m$
- Largeur du passage libre : $L_p = 0,80m$
- Hauteur du passage libre : $H_p = 2,00m$
- Epaisseur de voile : $e = 15cm$
- Hauteur de course : $C = 37,74m$

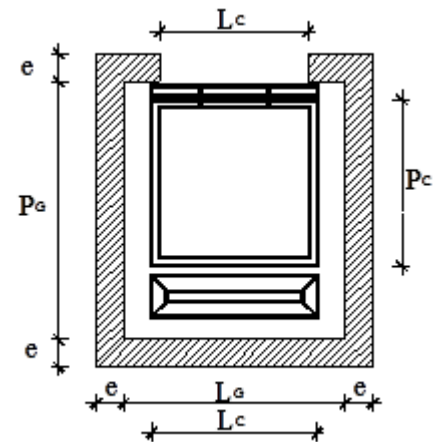


Fig. IV-13: dimensions de l'ascenseur.

Remarque : Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

IV.3.3) Descente de charges :

➤ **Surcharge d'exploitation :** $P = 630 daN$

➤ **Charges permanentes :**

1/Masse de la cabine :

est composé de la somme des masses suivantes :

✓ **Masse des côtés :**

La masse de la surface des côtés, augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m² :

$$S_1 = (L_c + 2 \cdot P_c) \cdot H_c = (1,10 + 2 \cdot 1,40) \cdot 2,20 = 8,58m^2$$

$$M_1 = (11,5 + 0,1 \cdot 11,5) \cdot 8,58 = 108,54 daN$$

✓ **Masse du plancher :**

La masse du plancher a raison de 70 daN/m² pour appareils de 300 a 630daN de charge :

$$S_2 = L_c \times P_c = 1,10 \times 1,40 = 1,54m^2$$

$$M_2 = 70 \times 1,54 = 107,8 daN$$

✓ **Masse du toit :**

La masse du toit a raison de 20 daN/m² :

$$S_3 = L_C \times P_C = 1,10 \times 1,40 = 1,54m^2$$

$$M_3 = 20 \times 1,54 = 30,8daN$$

✓ **Masse de l'arcade :**

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 630 daN de charge : $M_4 = 60 + (60 \times 1,10) = 126 daN$

✓ **Masse de La porte de la cabine :**

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0,8 \times 2) = 120daN$$

✓ **Masse du parachute :**

Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_6 = 100daN$

✓ **Masse des accessoires :** $M_7 = 80daN$

✓ **Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires $\Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 60daN$

$$P_T = \sum M_i = 108,54 + 107,8 + 30,8 + 126 + 120 + 100 + 80 + 60 = 733,14daN$$

2/Masse du contre poids :

$$M_p = P + \frac{Q}{2} = 733,14 + \frac{630}{2} = 1048,14daN$$

3/Masse du câble :

Détermination du diamètre du câble; d'après la norme NF 82-210 C_s doit être pour cet appareille au minimum 12 et le rapport D/d au minimum 40 et aussi selon Abaque de détermination de suspentes :

$$D/d = 40 \Rightarrow \begin{cases} d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5mm \\ C_s = 13 \end{cases}$$

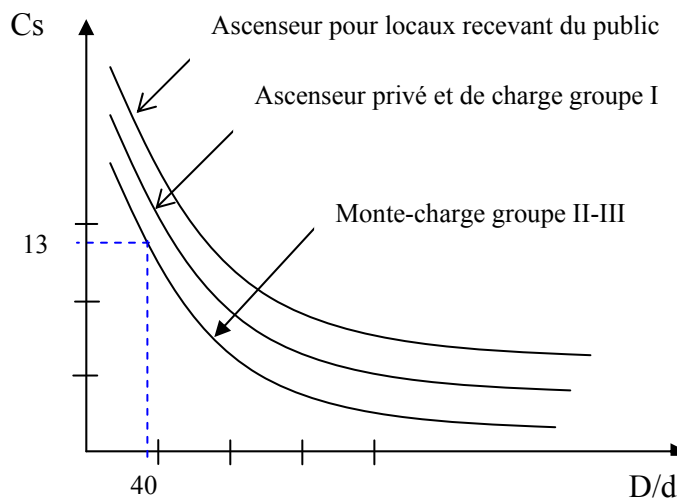


Figure.IV-14 : Abaque de détermination de suspentes.

D : Diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

d : Diamètre du câble

C_s : Coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

M :égal a la somme de la charge utile Q , poids mort P et la Masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres .

Cr: charge de rupture effective.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \cdot (630 + 734,11) \Rightarrow C_r = 17733,43 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_{rn} , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est légal à 0.85 donc:

$$C_{rn} = \frac{C_r}{0,85} \Rightarrow C_{rn} = \frac{17733,43}{0,85} = 20862,86 \text{ daN}$$

C_{rn} égal aussi :

$$C_{rn} = C_r(\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

m :type de mouflage brin

n :nombre de câble

$C_r(\text{cable})$: Charge de rupture par câble en fonction du diamètre

$d = 12,5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{cable}) = 8152 \text{ daN}$ (voir tableau suivant) :

Tableau IV- 5 : caractéristiques des câbles

ϕ des câbles (mm)	ϕ des fils (mm)	Section (mm ²)	Masse linéaire M_L (daN/m)	Charge admissible Totale C_r (daN)
7,87	0,5	21,05	0,203	3223
9,48	0,6	30,26	0,293	4650
11,00	0,7	41,27	0,396	6232
12,6	0,8	53,34	0,515	8152
14,2	0,9	67,98	0,656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{2086286}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1,28 \text{ On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câbles M_c : $M_c = M_L \cdot n \cdot C$

Avec : M_L :Masse linéaire en fonction du diamètre d'un seul câble

$$d = 12,5 \text{ mm} \xrightarrow{\text{tableau}} M_L = 0,515 \text{ daN/ml}$$

C : c'est la course du câble (hauteur de course) $\Rightarrow C = 37,74\text{m}$

$$\Longrightarrow M_c = 0,515 \cdot 2 \cdot 37,74 = 38,87\text{daN}$$

4/Masse du treuil : $M_g = 1200\text{daN}$

Résumé :

- Poids mort = 733,14daN
- Masse du câble = 38,87daN
- Masse du contre poids = 1048,14daN
- Treuil en haut + moteur = 1200 daN

$$\Longrightarrow \quad \mathbf{G = 3020,15 \text{ daN}}$$

➤ Combinaisons fondamentales :

- *Etat limite ultime* : $q_u = (1,35 G + 1,5 P) = (1,35 \times 3020,15 + 1,5 \times 630)\text{daN} = 5022,20\text{daN}$.

- *Etat limite de service* : $q_s = (G + P) = (3020,15 + 630)\text{daN} = 3650,15\text{daN}$.

▪ IV.3.4) Etude du plancher :

✓ *Vérification de poinçonnement :*

Pour chacun des quatre appuis:

$$q_u^a = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_u^a = 1255,55\text{daN}$$

$$q_s^a = \frac{q_s}{4} \Rightarrow q_s^a = 912,54\text{daN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du « BAEL91 » :

$$\underline{\text{Si}} : q_u^a \leq \frac{0,045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \quad \text{donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

q_u^a : Charge ultime pour chaque appui;

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

h : Epaisseur de la dalle égal a 15 Cm;

U, V représentent les cotes du rectangle ($U // L_x$ et $V // L_y$) sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45 degrés dans le béton.

La surface impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \cdot h/2 = 10 + 2 \times 15/2 \quad U = 25 \text{ Cm}$$

$$V = b + 2 \cdot h/2 = 10 + 2 \times 15/2 \quad V = 25 \text{ Cm}$$

$$\Rightarrow U_c = 2 \times [U + V] \Rightarrow U_c = 100 \text{ Cm}$$

$$\implies q_u^a = 1255,55 \text{ N} < \frac{0.045 \times 1000 \times 22 \times 150}{1,5} = 99000 \text{ N} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La dalle résiste au poinçonnement.

✓ **Calcul des sollicitations :**

L'étude des dalles soumise à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de pigeaud et en plaçant les charges au centre, leurs moments seront :

$$M_x = q^a \times (M_1 + v.M_2)$$

$$M_y = q^a \times (M_2 + v.M_1) \text{ avec :}$$

v : Coefficient de poisson qui égal à 0 a l' ELU, et à 0,2 a l' ELS.

M_1, M_2 : sans dimension sont donnees a partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les abaques suivants :

$$\rho = L_x / L_y$$

➤ **Etat limite ultime :** $\begin{cases} M_{xu} = q_u^a \times M_1 \\ M_{yu} = q_u^a \times M_2 \end{cases}$

➤ **Etat limite de service :** $\begin{cases} M_{xs} = q_s^a \times (M_1 + 0,2 \times M_2) \\ M_{ys} = q_s^a \times (M_2 + 0,2 \times M_1) \end{cases}$

La charge au m^2 sera :

$$Q_u^a = \frac{q_u^a}{V \times U} = \frac{1255,55}{0,25^2} = 20088,8 \text{ daN/m}^2 \text{ et}$$

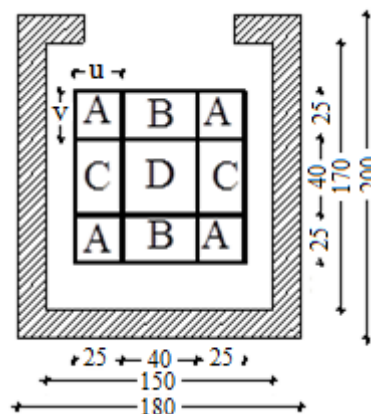
$$Q_s^a = \frac{q_s^a}{V \times U} = \frac{912,54}{0,25^2} = 14600,64 \text{ daN/m}^2$$

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit une dalle de dimensions ($L_x \times L_y$) soumise a une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle ($U \times V$).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

4 rectangles symétriques A, 2 rectangles symétriques B, 2 rectangles symétriques C et 1 rectangle au centre D.



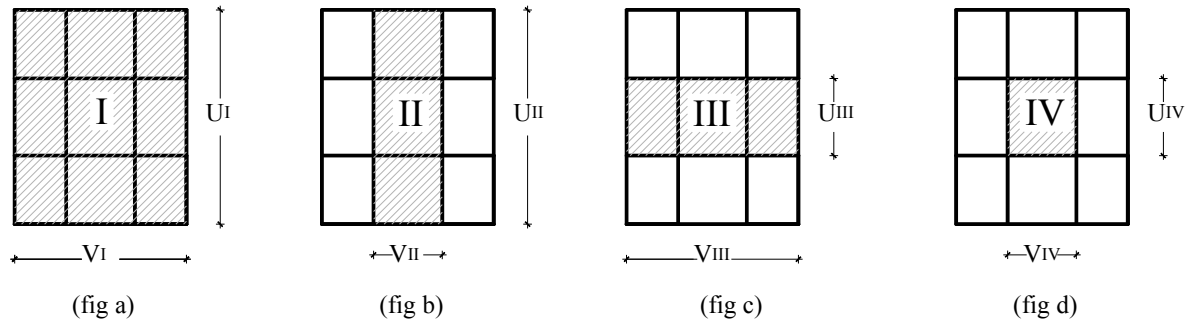


Figure. IV-15 : Schéma pour le calcul des moments dus aux charges localisées.

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I=4A+2B+2C+D \quad (\text{fig a})$$

$$II=2B+D \quad (\text{fig b})$$

$$III=2C+D \quad (\text{fig c})$$

$$IV=D \quad (\text{fig d})$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,50}{1,70} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

Donc : $M_{x_c} = (M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})/4$

$M_{y_c} = (M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})/4$

Avec : $M_x = (M_1 + \nu M_2) \times q_u = (M_1 + \nu M_2) \times (4 \times Q^{ia}) \Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + \nu M_2) \times Q^{ia}$

$M_y = (M_2 + \nu M_1) \times q_u = (M_2 + \nu M_1) \times (4 \times Q^{ia}) \Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + \nu M_1) \times Q^{ia}$

$Q^{ia} = Q^a \times S \quad S = U \times V$

Tableau IV-06 : Tableau récapitulatif des résultats.

	I	II	III	IV
U(m)	0,90	0,90	0,40	0,40
V(m)	0,90	0,40	0,90	0,40
S(m²)	0,81	0,36	0,36	0,16
U/Lx	0,60	0,60	0,27	0,27
V/Ly	0,53	0,24	0,53	0,24
M₁	0,089	0,099	0,126	0,148
M₂	0,073	0,100	0,097	0,137

$Q'_u = Q'_u \times S$ [daN]	16271,93	7231,97	7231,97	3214,21
$Q'_s = Q'_s \times S$ [daN]	11826,52	5256,23	5256,23	2336,10
$M^U_X / 4$ [daN.m]	1448,20	715,96	911,23	475,70
$M^U_Y / 4$ [daN.m]	1187,85	723,20	701,50	440,35
$M^S_X / 4$ [daN.m]	1225,23	625,49	764,26	409,75
$M^S_Y / 4$ [daN.m]	1073,85	629,70	642,31	389,19
M^U_{XC} [daN.m]	296,71			
M^U_{YC} [daN.m]	203,50			
M^S_{XC} [daN.m]	245,23			
M^S_{YC} [daN.m]	191,03			

✓ **Descente des charges :**

Dalle machine : ($e_p = 15$ cm) $\Rightarrow G = 0,15 \cdot 2500 = 375 daN/m^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $P = 100 daN/m^2$

Combinaison fondamentale :

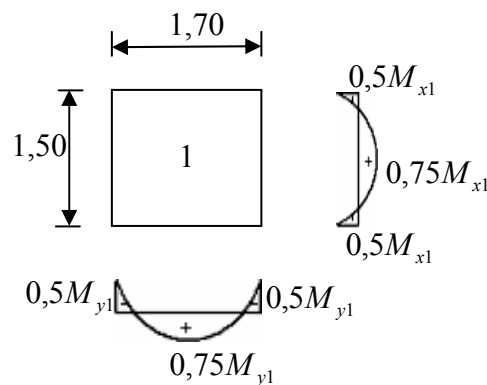


Figure. IV-16: dimensions de panneau de dalle d'ascenseur.

➤ **Etat limite ultime :**

$$q_u = 1,35G + 1,5P$$

$$q_u = 1,35 \times 375 + 1,5 \times 100 = 656,25 daN/m^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1,00 = 656,25 daN/ml$$

➤ **Etat limite de service :**

$$q_s = G + P$$

$$q_s = 375 + 100 = 475 daN/m^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_s = q_s \times 1,00 = 475 daN/ml.$$

✓ *Calcul des sollicitations :*

$$\text{➤ } \underline{\text{Etat limite ultime}} : \begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } lx \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} & \text{Suivant la direction } ly \end{cases}$$

$$\text{➤ } \underline{\text{Etat limite de service}} : \begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } lx \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} & \text{Suivant la direction } ly \end{cases}$$

$$\underline{\text{Avec}} : \quad \text{et } \rho = \frac{Lx}{Ly} \quad \mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho, \nu)$$

Coefficient de poisson

$\nu = 0 \Rightarrow$ États limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0,2 \Rightarrow$ États limites de service (béton non fissuré).

✓ *Calcul des moments dus aux charges réparties :*➤ Etat limite ultime :

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \end{cases}$$

$$\text{tableau} \quad \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,50}{1,70} = 0,88 \quad \mu_x = 0,0476 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,7438$$

$$M_x^u = 0,0476 \times 656,25 \times 1,50^2 = 70,28 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = 0,7438 \times 70,28 = 52,28 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service :

$$\longrightarrow \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,50}{1,70} = 0,88 \quad \text{tableau} \quad \mu_x = 0,0546 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,8216$$

$$M_x^s = 0,0546 \times 475 \times 1,50^2 = 58,35 \text{ daN.m}$$

$$M_y^s = 0,8216 \times 58,35 = 47,94 \text{ daN.m}$$

✓ *Moments totaux sollicitant la dalle machine :*

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties

Les moments appliqués au centre de la plaque seront donc :

$$M = M_c + M_r$$

Avec : M_c : Moment concentrés

M_r : Moments répartie

Etat limite ultime :

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (296,71 + 70,28) \Rightarrow M_{xt}^u = 366,99 daN.m$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (203,50 + 52,28) \Rightarrow M_{yt}^u = 255,78 daN.m$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_{xt}^s = (M_{xc}^s + M_x^s) = (245,23 + 58,35) \Rightarrow M_{xt}^s = 303,58 daN.m$$

$$M_{yt}^s = (M_{yc}^s + M_y^s) = (191,03 + 47,94) \Rightarrow M_{yt}^s = 238,97 daN.m$$

- Moment max en travée : $M_t = 0,75 \times M_{xt}$

- Moment max en appui : $M_a = -0,5 \times M_{xt}$

Tableau IV-7 : tableau récapitulatif des moments en travée et en appui.

MOMENT SENS	Moment en travée(N.m)		Moment en appui(N.m)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
SENS X	2752,43	2276,85	-1834,95	-1517,90
SENS Y	1918,35	1792,28	-1278,90	-1194,85

IV.3.5) Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Sens X-X :

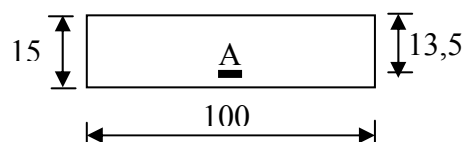


Figure. IV-17 : Section de calcul.

Sens Y-Y :

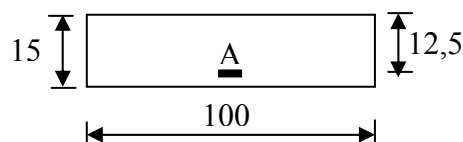


Figure. IV-18 : Section de calcul.

✓ **Remarque :**

Le calcul de ferrailage se fait à la flexion simple et les résultats sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-12 : tableau récapitulatif du ferrailage.

Sens	A _{min} [cm ² /ml]	Sens x-x			Sens y-y			Espacemen t [cm]
		A _{cal} [cm ² /ml]	Barres choisis	A _{cor} [cm ² /ml]	A _{cal} [cm ² /ml]	Barres choisis	A _{cor} [cm ² /ml]	
Travées	1,20	0,59	4T10	3,14	0,44	4T10	3,14	25
Appuis		0,39			0,29			

Vérification du cisaillement :

$$\tau_U = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{c28}$$

$$T_{\max} = q_u^a + q_u \cdot \frac{L_x}{2} = 1255,55 + 5022,20 \times \frac{1,5}{2} = 5022,2 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{50222}{100 \times 13,5 \times 100} = 0,37 \text{ Mpa}$$

$$\nless 0,37 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 1,1 \text{ Mpa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.3.6) Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\bullet \frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \Rightarrow \frac{h_d}{l_x} = \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{2752,43}{20 \times 36699} = 0,037 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\bullet \rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13,5} = 0,0023 < \frac{2}{400} = 0,005 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{hd}{lx} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

✓ **Conclusion :**

Puisque les 3 conditions sont vérifiées : le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre V :
Etude sismique

V.1- Introduction :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort sismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [R.P.A.99 (version2003)]

V.2- Méthodes de calcul des forces sismique:

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode dynamique modale spectrale.

V.2.1- Méthode statique équivalente :

➤ Principe de la méthode : [RPA99 (version 2003)/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q** : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement et

W : Poids total de la structure.

☑ **Condition d'application : [RPA 99 (version 2003)/4.1.2]**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

• **Régularité en plan : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]**

1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

• **Régularité en élévation : [RPA99 (version2003)/3.5.1.b]**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : • tous groupe.

Zone IIa : • groupe d'usage 3.

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- Zone IIb et III :
- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

✚ La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**le calcul se fait par le logiciel « Autodesk RobotBat 2017 »**).

V.2.2- Méthode dynamique modale spectrale :

a) Principe :

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

b) Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

c) Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce code de calcul qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- ✓ Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- ✓ Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- ✓ Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure» ;

- ✓ Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes σ ...)

V.3- Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
 - Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
 - Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat (voir figure VI.1) :
- ✓ Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles et les dalles Pleine par panneau.
 - Introduire les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton
 - Introduire les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
 - Introduire les conditions aux limites ;
 - Détermination des charges : pour notre cas, on a trois type :
 - Charge permanente G: contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
 - Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
 - Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).
 - Détermination des combinaisons de charges :
 - 1) $1.35G + 1.5Q$ (Etat limite ultime)
 - 2) $G + Q$ (Etat limite de service)
 - 3) $0.8G + E$
 - 4) $0.8G - E$
 - 5) $G + Q + E$
 - 6) $G + Q - E$
 - 7) $G+P+1,2E$

- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.

V.4. Calcul la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement et

W : Poids total de la structure

a. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le **tableau (4.2)**

Portique en béton armé, remplissage léger $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site meuble (S₃) $\Rightarrow T_2 = 0.50s$ (Tableau 4.7)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 34m

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$1) T = 0.05 \times (34)^{3/4} \Rightarrow T = \mathbf{0.70s}$$

$$\Rightarrow T_2 = 0.5s \leq T = 0.70s \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D=1.76}$$

a) Coefficient d'accélération de zone A :

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

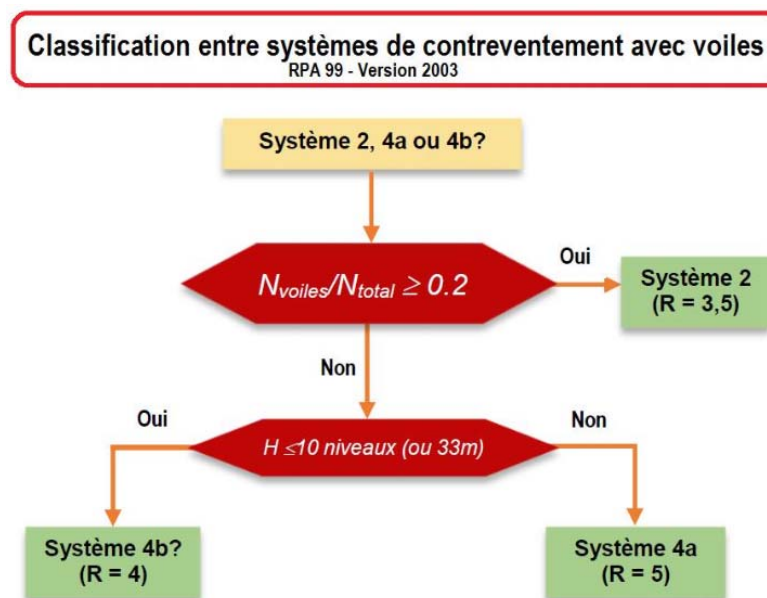
- Zone I

- Groupe 2 (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)

$\Rightarrow \mathbf{A = 0.10}$

b) Coefficient de comportement R : [RPA99 (version2003)/tableau 4]

Le choix du coefficient de comportement se fait selon l'organigramme suivant:



Pour notre cas les voiles reprennent **35%** de la charge verticale donc on a un système : voiles porteurs en béton armé $\Rightarrow \mathbf{R = 3,5}$

Facteur de qualité Q :**Tableau V.1: Valeurs des pénalités P_q**

Critère	P _q	
	P _{qx}	P _{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

$$Q = 1 + \Sigma P_q = 1 + 0.25 = 1.25$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1.25$$

c) Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad [\text{RPA99version2003/formule 4.5}]$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel rabet bat :

$$W = 33542,30\text{KN}$$

Tableau V.2. Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente :

A	0,10
D	1.76
Q	1,25
W (KN)	33542,30
R	3,5
V (KN)	2204.21

V.5. Calcul de la force sismique par l'analyse dynamique modale spectrale :

L'action sismique est définie à partir d'un spectre réponse défini dans le règlement parasismique Algérien « RPA99/version 2003 », est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) d'un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

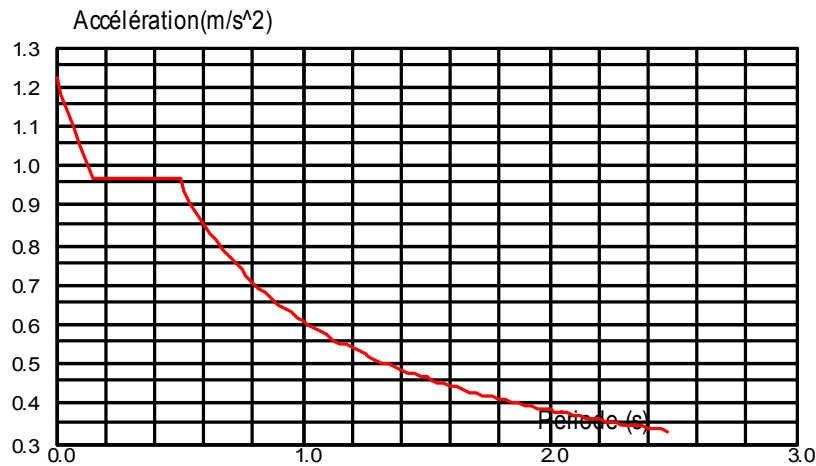
Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant

Tableau V.3 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.

A	η	ξ	R	T1	T2	Q
0.10	0.88	7%	3.5	0.15	0.50	1.25

Le tracé du spectre de réponse est comme suit :

**Figure V.01 : Spectre de réponse en format Sa-T**

Après avoir modélisé la structure, et en introduisant toutes les paramètres prédéfinis, on obtient le model suivant :

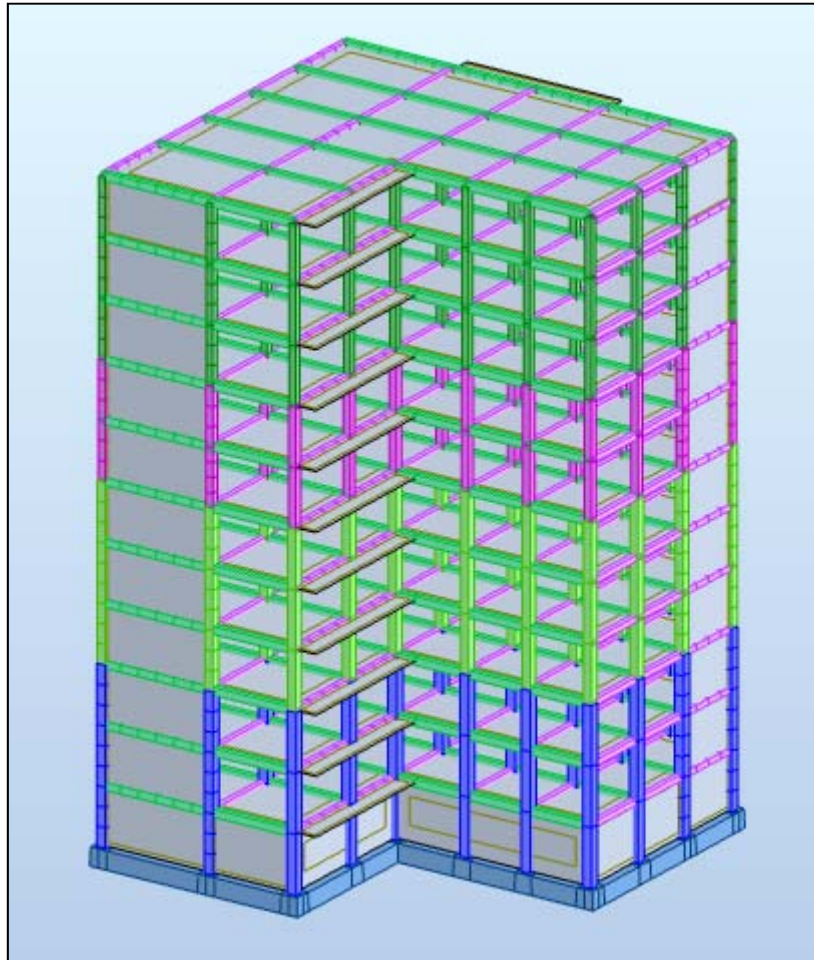


Figure. V.2: Model 3D du bâtiment.

Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

V.6 :Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003

V.6 1Vérification du comportement dynamique :

Tableau V.4 : période et facteur de participation massique.

MODE	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,75	0,01	60,12	0,01	60,12
2	0,54	66,31	0,00	66,31	60,12
3	0,35	0,10	4,88	66,41	65,00
4	0,17	0,00	18,13	66,41	83,13
5	0,13	20,17	0,01	86,59	83,14
6	0,08	0,05	1,80	86,64	84,94
7	0,08	0,00	6,05	86,64	90,99
8	0,07	0,00	0,00	86,64	90,99
9	0,07	0,00	0,00	86,64	90,99
10	0,07	0,00	0,00	86,64	90,99
11	0,06	0,00	0,00	86,64	90,99
12	0,06	0,00	0,00	86,64	90,99
13	0,06	6,19	0,00	92,83	90,99
14	0,06	0,01	0,00	92,83	90,99
15	0,06	0,00	0,03	92,84	91,03
16	0,06	0,00	0,04	92,84	91,07
17	0,06	0,00	0,74	92,84	91,80

✓ *Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4]*

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

La disposition des voiles de contreventement :

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est celle qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis l'interaction et le comportement aussi qui est suivante

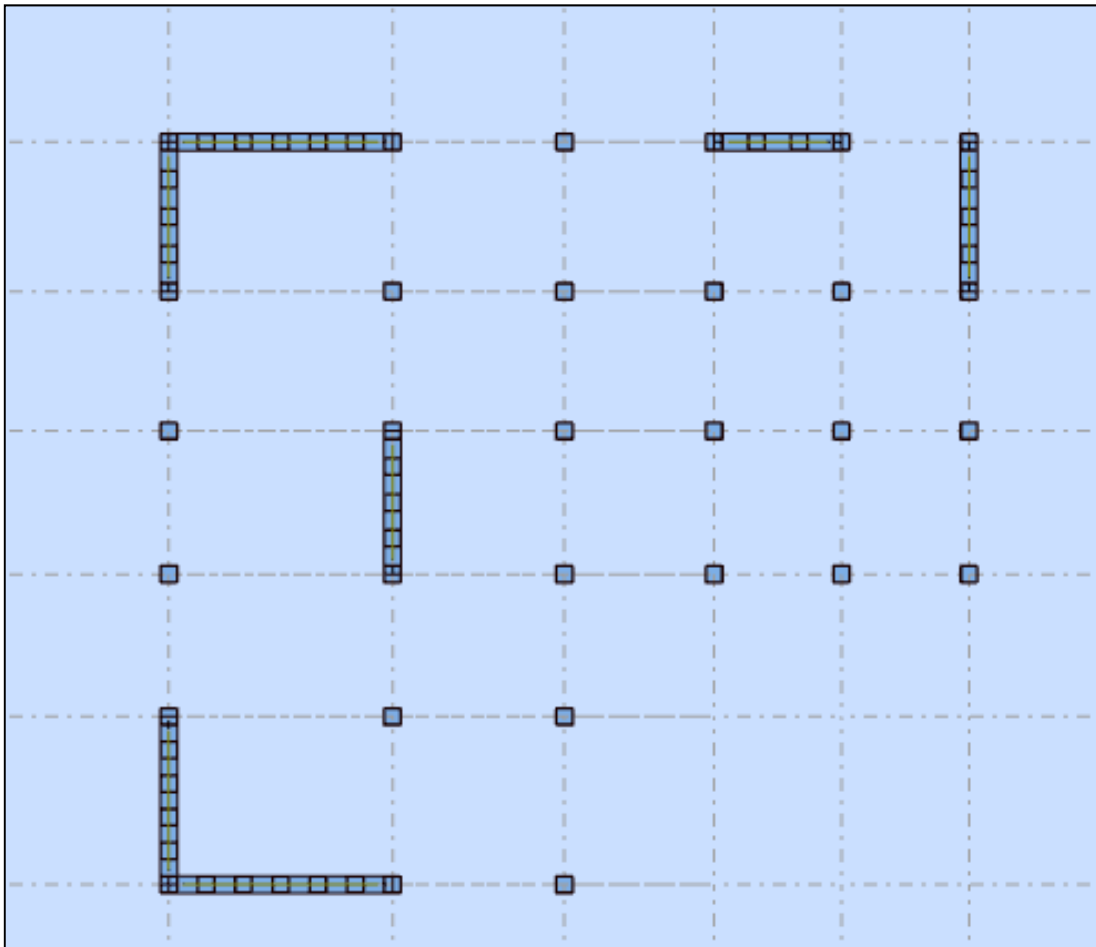
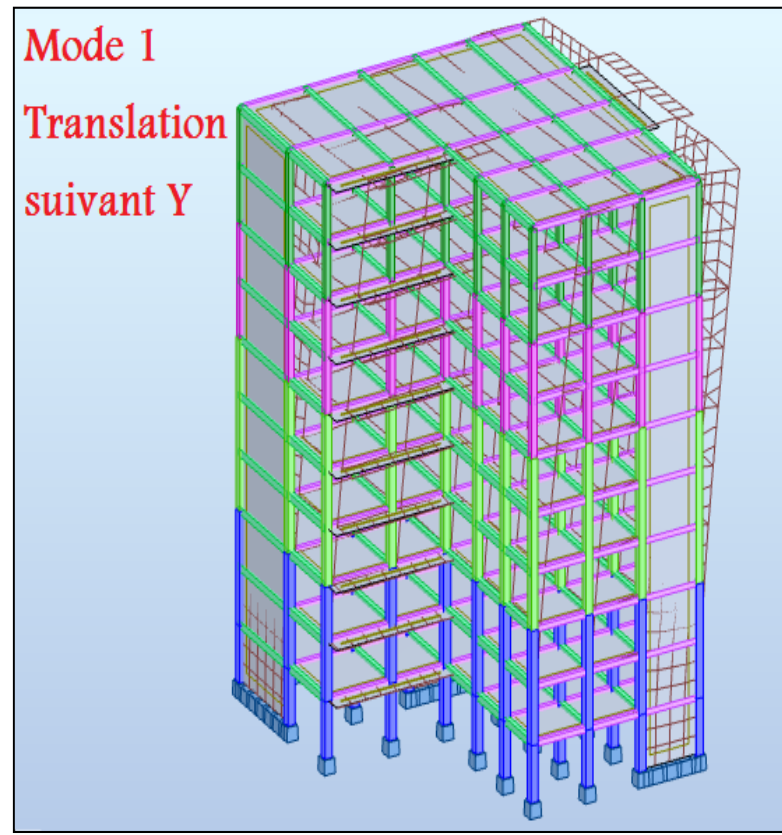
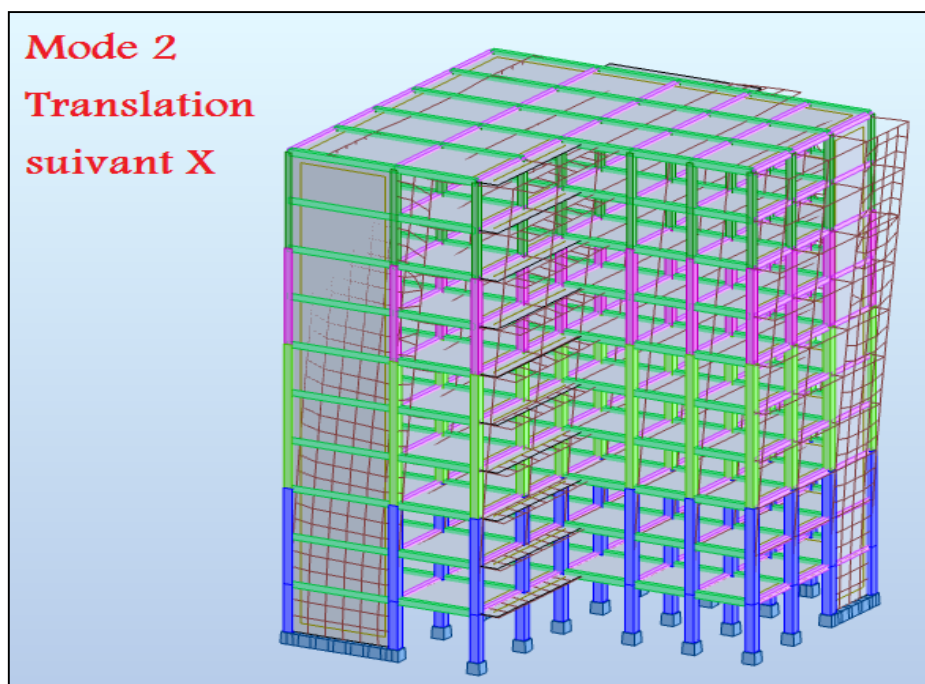


Figure .V.3: Disposition des voiles.

Les modes de déformation :**Mode 1 :****Figure. V. 4: Mode 1 Translation suivant Y****Mode 2:****Figure. V. 5: Mode 2 Translation suivant X**

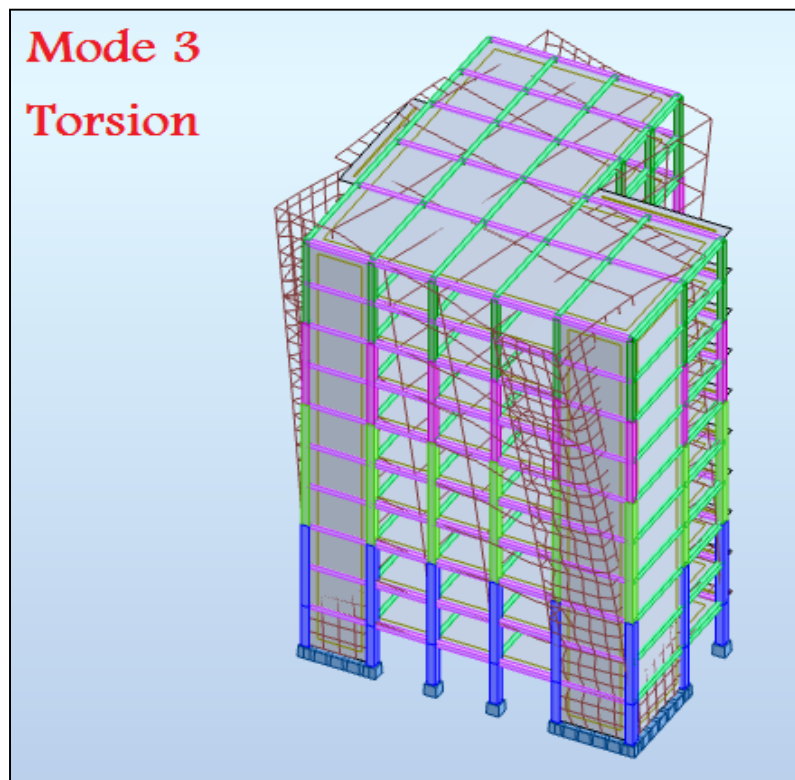
Mode 3:

Figure. V. 5: Mode 3 Torsion suivant Z

- **V.6 2 Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :**

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenue soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Remarque :

- 1- Ce modèle présente une période fondamentale $T=0,75\text{sec}$.
- 2- Les 1^{er}, 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- 3- Bien remarquer que les 15 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteint les 90% (selon RPA99 /version 2003).

V.6 .3Vérification Art 4.2.4 RPA 2003 :

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1- Formule 01 :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Pour le cas des bâtiments en béton armé, $C_t=0.05$

2- Formule 02 :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

d : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = \min \{T(\text{formule 1}) ; T(\text{formule 2})\}$$

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Tableau V-5:période fondamentale et Spectre de réponse.

Sens	Hn [m]	d[m]	T= min{ $C_T h_N^{3/4}$; $0.09 \times h_N / \sqrt{d}$ }		D= $2,5 \eta (T_2/ T)^{2/3}$
			$C_T h_N^{3/4}$	$0.09 \times h_N / \sqrt{d}$	
X-X	34	22,10	0,70 s	0,65s	1,85
Y-Y		20,50	0,70 s	0,68 s	1.79

▪ **V.6.4)Vérification de la période :[RPA99version 2003/4.2.4.4]**

$$T_{dyn} = 0,75 \text{ s} < 1,3 \times T_x = 1,3 \times 0,65 \text{ s} = 0,85\text{s} \implies \text{Condition Verifiée}$$

$$T_{dyn} = 0,75 \text{ s} < 1,3 \times T_y = 1,3 \times 0,68\text{s} = 0,88\text{s} \implies \text{Condition Verifiée}$$

V.6.5 Vérification Art 7.4.3.1. RPA 2003 :

Les vérifications prescrites par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme ,l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

V : l'effort normal réduit.

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

B_c : section du poteau en (mm²)

F_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa).

Tableau V.6 : vérification de l'effort normal réduit.

N_d (N)	2284090
B_c (mm²)	360000
F_{c28} (MPa)	22
V	0,28

$$v = 0,28 < 0,3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.6.6 Vérification ART 4.3.6 RPA 2003 :

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée .

W: poids de la structure « ROBOT bat » : W = 33542,30kn

$$V_x = \frac{0,10 \times 1,85 \times 1,25}{3,5} \times 33542,30 = 2216,19 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{0,10 \times 1,79 \times 1,25}{3,5} \times 33542,30 = 2144,31 \text{KN}$$

✓ *L'effort tranchant à la base :*

Tableau V-7 : l'effort tranchant à la base.

Spectre Sens	F [kN]	V [KN]	80%V	0.8V < F
X-X	2177,53	2216,19	1772,95	Oui
Y-Y	1688,76	2144,31	1715,45	NON

$$V_{\text{xdyn}} = 2177,53 \text{ KN} > 80\% V_{\text{MSEX}} = 1772,95 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{\text{ydyn}} = 1688,76 \text{ KN} < 80\% V_{\text{MSEY}} = 1715,45 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée, pour cela, la force sismique dynamique est augmentée par un facteur de 1,05}$$

V.6.7 Vérification ART 5.10 RPA 2003 :

Les déplacements latéraux inter- étages :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage (3cm).

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismique F_i . (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=3,5).

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau V.8 : Valeurs des déplacements inter-étages.

Niveau	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)
1	0,111	0,130
2	0,213	0,286
3	0,287	0,407
4	0,349	0,506
5	0,393	0,580

6	0,421	0,627
7	0,439	0,658
8	0,442	0,675
9	0,439	0,659
10	0,423	0,651

Le déplacement inter-étage max = 0.67 cm < 1% de la hauteur de l'étage => condition vérifiée

V.6.8 Vérification des effets P-Δ :

- Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

- Avec :

- P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k :

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

- Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1) .

- h_k : Hauteur de l'étage k.

- Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

- Si : $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau V.9 : Verification des effets P- Δ .**1- Sens X :**

Niveau	Hauteur (mm)	P (KN)	V _x (KN)	U _x (mm)	θ_k	Vérification
09	3060	3338,93	461,76	35,187	0,0082	Pas de P- Δ
08	3060	6936,73	854,56	30,955	0,0090	Pas de P- Δ
07	3060	10531,64	1159,41	26,565	0,0097	Pas de P- Δ
06	3060	14163,73	1410,61	22,142	0,0102	Pas de P- Δ
05	3060	17841,88	1622,86	17,749	0,0104	Pas de P- Δ
04	3060	21562,47	1799,45	13,541	0,0103	Pas de P- Δ
03	3060	25283,15	1941,13	9,607	0,0099	Pas de P- Δ
02	3060	29071,41	2054,27	6,116	0,0090	Pas de P- Δ
01	3060	32898,97	2133,39	3,245	0,0077	Pas de P- Δ
RDC	3460	37011,99	2167,79	1,115	0,0055	Pas de P- Δ

Tableau V.9 : Verification des effets P- Δ **2- Sens Y :**

Niveau	Hauteur (mm)	P (KN)	V _y (KN)	U _y (mm)	θ_k	Vérification
09	3060	3338,93	364,26	51,774	0,0153	Pas de P- Δ
08	3060	6936,73	655,87	45,269	0,0172	Pas de P- Δ
07	3060	10531,64	873,33	38,676	0,0188	Pas de P- Δ
06	3060	14163,73	1051,76	31,931	0,0198	Pas de P- Δ
05	3060	17841,88	1205,06	25,355	0,0201	Pas de P- Δ
04	3060	21562,47	1335,67	19,083	0,0197	Pas de P- Δ
03	3060	25283,15	1445,20	13,285	0,0185	Pas de P- Δ
02	3060	29071,41	1538,41	8,227	0,0163	Pas de P- Δ
01	3060	32898,97	1606,20	4,162	0,0132	Pas de P- Δ
RDC	3400	37011,99	1635,08	1,298	0,0086	Pas de P- Δ

REMARQUE : Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet **P- Δ** est négligé.

Conclusion :

Après le calcul sismique, la structure répond aux exigences du règlement parasismique Algérien RPA99v.2003, il est donc possible de passer au calcul du ferrailage des éléments de la structure

CHAPITRE VI :
Etude des portiques

VI-1/ INTRODUCTION :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) horizontaux (poutres).

L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VI-2/ DEFINITION :**Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, sont sollicitées à flexion composée.

VI-3/ FERRAILLAGE DES PORTIQUES :**VI.3.1) Combinaisons d'actions :**

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

✓ **Les combinaisons prises en compte sont :**

- **CBA 93** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q \rightarrow ELU$$

$$G + Q \rightarrow ELS$$

- **RPA99.V2003** : Combinaisons accidentelles;

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + P \pm 1,2 \cdot E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

Remarque :

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel «**robot structural analysis**» .

VI.3.2) Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales $\Rightarrow (30 \times 40) \text{cm}^2$
- Poutres secondaires $\Rightarrow (30 \times 30) \text{cm}^2$

a. Ferrailage réglementaire :

✓ **Recommandation du RPA99/V2003 :**

1) Armatures longitudinales :

- Armatures minimales : $0,8\% \times B$ en zone I.
- Armatures maximales $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$
- Longueur de recouvrement est de $40 \times \phi$ en zone II_a (RPA99/V 2003),

Avec : **B** : Section de la poutre.

2) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

Avec : - **b** : Largeur de la section et

- **S** : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:

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

- En dehors de la zone nodale :

$$S \leq \frac{h}{2}$$

✓ **Règlement CBA.93 :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b. Les sollicitations des poutres :

A l'aide d'un fichier, des résultats donnés par le logiciel « robot bat », on obtient les résultats suivants :

Tableau.VI. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (30x40)	Poutres secondaires (30x30)
E.L.U (1.35G+1.5Q)	M_t (kN.m)	51,12	37,31
	M_a (kN.m)	-90,43	-45,21
E.L.S (G+Q)	M_t (kN.m)	36,75	25,18
	M_a (kN.m)	-72,94	-36,58
A.C.C (G+Q±E) (0.8 G ± E)	M_t (kN.m)	88,09	24,45
	M_a (kN.m)	-113,39	-105,52
E.L.U (1.35G+1.5Q)	T (kN)	112,60	62,54

c. Exemple de calcul :

Poutre principale de section $(30 \times 40)cm^2$

1) Armatures longitudinales :

✓ *Conditions imposées par le RPA99/V2003 :*

$$\text{Poutres principale: } A'_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6cm^2$$

✓ *Conditions imposées par le CBA.93 :*

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0,23 \times \frac{1,92}{400} \times 30 \times 36 = 1,19cm^2$$

2) Ferrailage de la poutre :**En travée :**

➤ **ELU:** $M_t^u = 51,12KN.m$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{51,12 \cdot 10^3}{12,47 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,105$$

$$\mu = 0,093 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,140$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,944$$

Détermination des armatures:

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{51,12 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,944 \cdot 36} = 4,32 \text{cm}^2$$

➤ **ELS** : $M_t^s = 36,75 \text{KN.m}$

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n'y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier

- Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Section rectangulaire sans } A' \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 13,2 \text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{51,12}{36,75} = 1,39$$

$$\frac{1,39 - 1}{2} + \frac{22}{100} = 0,415 > \alpha = 0,140$$

Inégalité vérifiée \Rightarrow aucune vérification pour la contrainte du béton

\Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

➤ **Situation accidentelle** : $M_t^{acc} = 88,09 \text{KN.m}$ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{88,09 \cdot 10^3}{16,26 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,139$$

$$\mu = 0,139 < \mu_{AB} 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,188$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,925$$

Détermination des armatures:

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{88,09 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,925 \cdot 36} = 6,61 \text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min(BAEL)}) = 6,61 \text{cm}^2$$

✓ **Choix des armatures:**

$$5T14 \longrightarrow A = 7,70 \text{cm}^2$$

En appuis :

➤ **ELU** : $M_a^u = -90,43 \text{KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{90,43 \cdot 10^3}{12,47 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,187$$

$$\mu = 0,187 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,261$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,895$$

Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{90,43 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,895 \cdot 36} = 8,07 \text{cm}^2$$

➤ **ELS** : $M_a^s = -72,94 \text{KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^s}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{72,94 \cdot 10^3}{12,47 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,150$$

$$\mu = 0,150 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,204$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,918$$

Détermination des armatures:

$$A_a^s = \frac{M_a^s}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{72,94 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,918 \cdot 36} = 6,34 \text{cm}^2$$

➤ **Situation accidentelle** : $M_a^{acc} = -113,39 \text{KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{113,39 \cdot 10^3}{16,26 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,179$$

$$\mu = 0,179 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,249$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9$$

Détermination des armatures:

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{113,39 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,9 \cdot 36} = 8,75 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min(BAEL)}) = 8,75 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures:**

$$6T14 \longrightarrow A = 9,24 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 112,60 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 36 = 32,4 \text{ cm}$$

$$T_u = 112600 \text{ N} < 0,267 \cdot 32,4 \cdot 30 \cdot 22 \cdot 10^2 = 570952,8 \text{ N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A_l \stackrel{?}{\geq} \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$\bullet \quad A_l = 7,70 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(112600 - \frac{51120}{0,9 \cdot 36} \right) \cdot 10^{-2} = 3,19 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

⇒ il n'y a aucune influence sur les armatures longitudinales.

✓ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\text{Nous avons : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{112,60 \times 10^3}{30 \times 36 \times 100} = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 2,93 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = 1,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,93 \text{ MPa}$$

⇒ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

✓ **Section et écartement des armatures transversales A_t :****Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{t,\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,4 \right) = 1,14 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 ⇒ $4\phi_8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

L'espacement des armatures transversales :

➤ **Selon (C.B.A.93) :**

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

$$\begin{aligned} \text{Avec : } & \begin{cases} \frac{A_t}{b\delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28}K)}{0.9fe} & \text{avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} & [\text{CBA93/A.5.1.2.3}] \\ \delta_t \leq \min(0.9d; 40cm) & & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \\ \frac{A_t}{b\delta_t} \leq 0.4Mpa & & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \end{cases} \\ \Leftrightarrow & \begin{cases} \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.9 \times fe}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28})} \\ \delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40cm) \\ \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot fe}{b \times 0.4} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \delta_{t1} \leq \frac{2,01 \times 0,9 \times 235}{30 \times 1,15 (1,20 - 0,3 \times 1,92)} \\ \delta_{t2} \leq \min(32,4 ; 40)cm \\ \delta_{t3} \leq \frac{2,01 \times 235}{30 \times 0,4} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \delta_t \leq 19,75cm \\ \delta_t \leq 32,4cm \\ \delta_t \leq 39,36cm \end{cases} \\ \Rightarrow & \delta_t \leq \min(19,75 ; 32,4 ; 39,36)cm \Rightarrow \delta_t \leq 19,75cm \end{aligned}$$

⇒ On prend $\delta_t = 15cm$

➤ **Selon (R.P.A.99version2003) :**

- **Zone nodale :** $\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6\right) = 10cm \Rightarrow \delta_{t4} = 10cm$
- **Zone courante :** $\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow \delta_{t5} = 15cm$

Donc : $\delta_t = 15cm$ en zone courante

$\delta_t = 10cm$ en zone nodale

Vérification des armatures transversales:

- **Zone nodale :** $A_{t\min} = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9cm^2$
- **Zone courante :** $A_{t\min} = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35cm^2$

3) Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L\max}$$

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

Poutres principales	A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Barres choisis	A _{cor} [cm ²]	Q _t (cm)	δ _t (cm) zone courante	δ _t (cm) zone nodale	Longueur de recouvrement [cm]
	B.A.E.L	R.P.A.							
Travées	1,19	6	6,61	5T14	7,70	φ8	15	10	56
Appuis	1,19	6	8,07	6T14	9,24	φ8	15	10	64

Étude des poutres secondaires P.S : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage.

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.

Poutres secondaires	$A_{min} [\text{cm}^2]$		$A_{cal} [\text{cm}^2]$	Barres choisis	$A_{cor} [\text{cm}^2]$	$Q_t (cm)$	$\delta_t (cm)$ zone courante	$\delta_t (cm)$ zone nodale	Longueur de recouvrement [cm]
	B.A.E.L	R.P.A.							
Travées	0,89	4,5	4,48	4T14	6,16	$\phi 8$	10	7	48
Appuis	0,89	4,5	12,68	4T16+4T14	14,20	$\phi 8$	10	7	56

d-schéma de ferrailage :

♦ **Poutres principales :**

En appuie

En travée

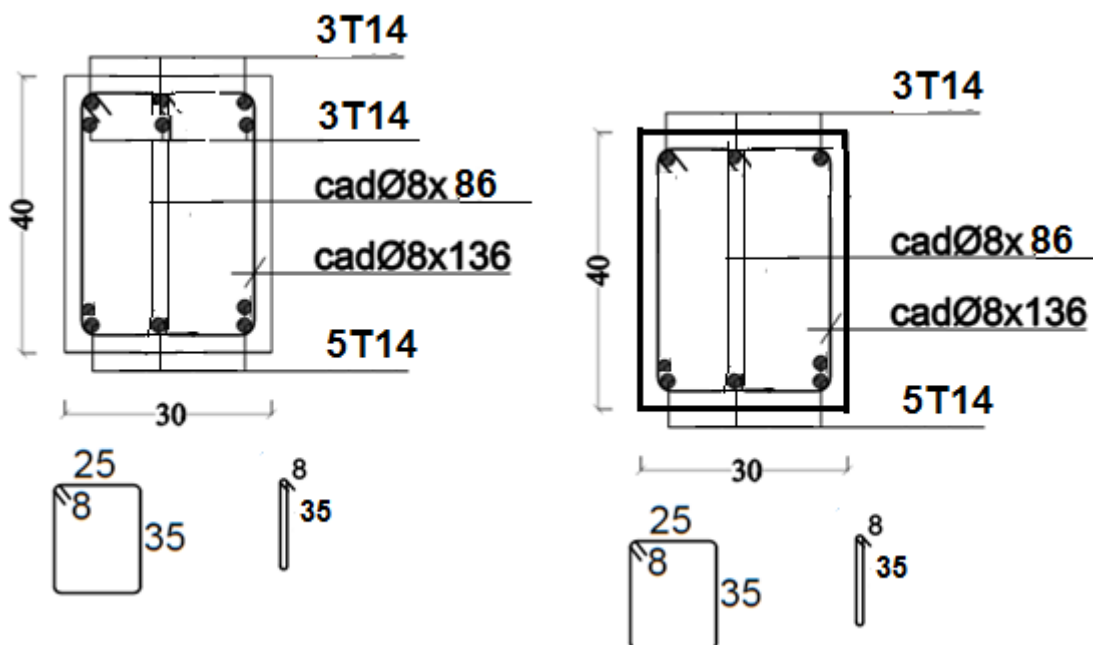


Fig.VI. 1: schéma de ferrailage des poutres principales.

◆ Poutres secondaires :

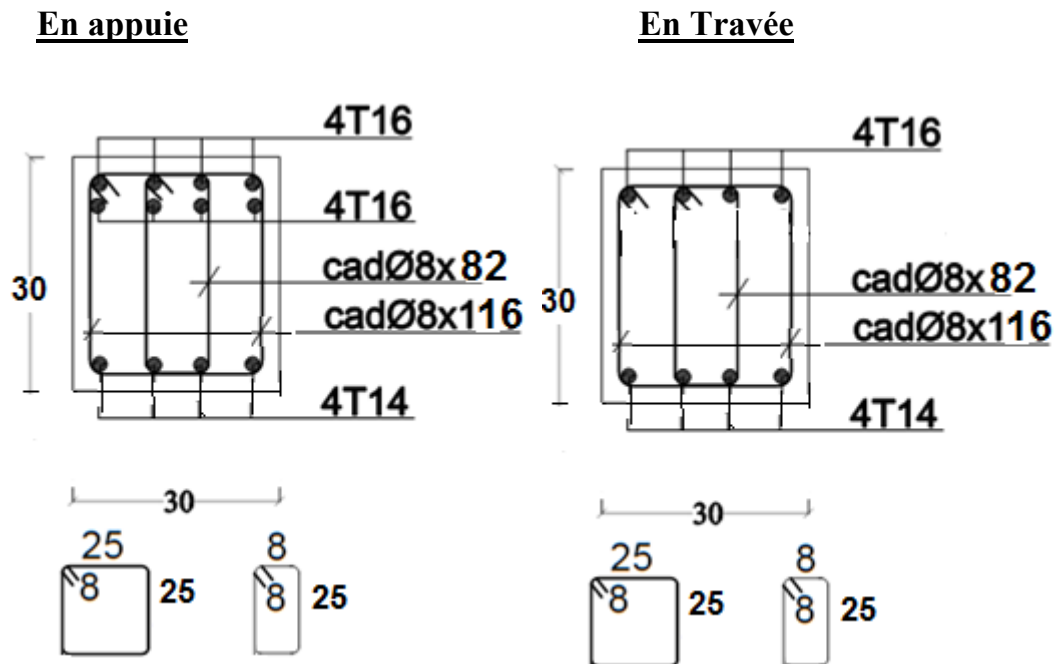


Fig.VI. 2: schéma de ferrailage des poutres secondaires.

VI.3.3) Ferrailage des poteaux :

a. Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers, poutres par point d'appuis isolés.

✓ ***Leurs rôles :***

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges ;
- Effet de changement de la température;
- Effet des efforts sismiques et
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).
- On détermine les sections d'acier A correspondant aux cas suivants :

$$1^{ere}) N^{max}, M_{zzcorr} \text{ et } N^{max}, M_{yycorr}$$

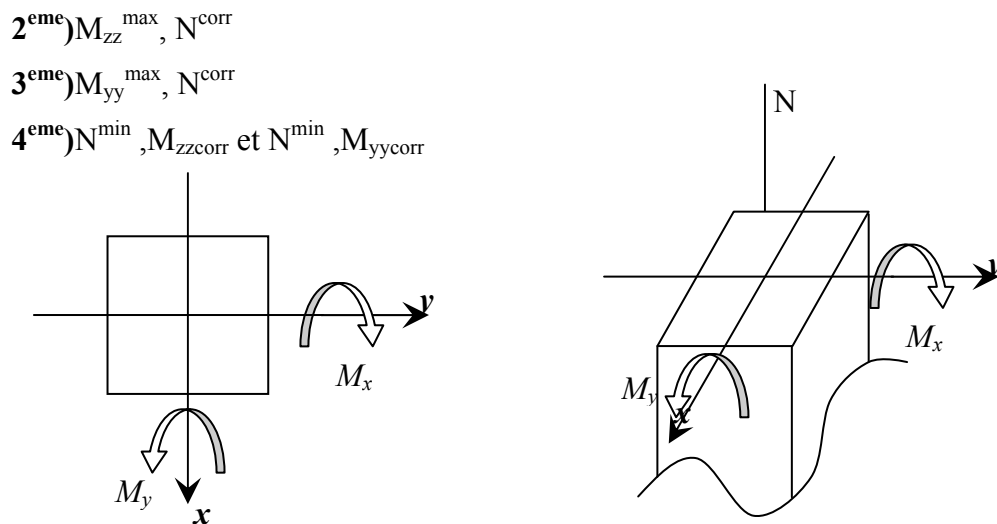


Fig.VI. 3: Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel **Robot bat** sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable ($1,35G+1,5Q$) pour la situation durable et ($G+Q\pm 1,2E$)

et ($0,8G\pm E$) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003]

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le CBA93.

b. Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

1) Conditions de RPA99(V2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.7 % en zone I.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - ◆ 4% en zone courante.
 - ◆ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ◆ 40ϕ en zone I
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - ◆ 25cm en zone I
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)

- les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

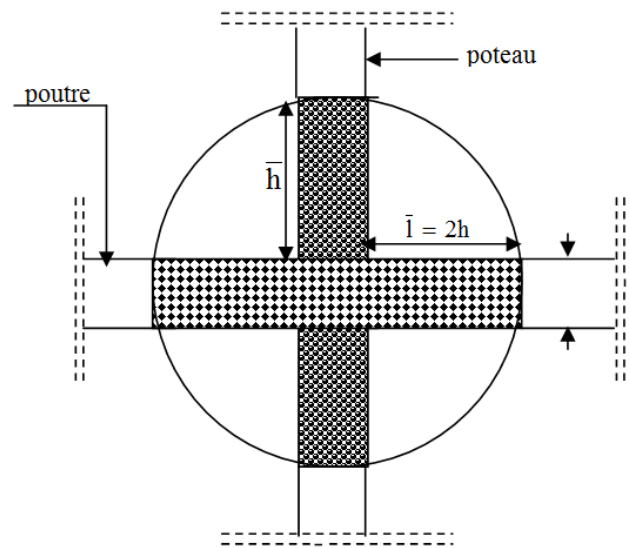


Fig.VI. 4: schéma de La zone nodale.

➤ **Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :**

$$A_{\min} = \max\left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100}\right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple ;}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h \Rightarrow \text{Pour la flexion simple et}$$

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h \Rightarrow \text{Pour la traction simple}$$

2) Conditions de CBA 93 :

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

[C.B.A.93/A.8.1,21]

- $A_l \geq 4\text{cm}^2$ par mètre de périmètre
 - $0.2\% B \leq A_l \leq 5\% B$
- } → pour une section entièrement comprimée

Avec : **B** : la section totale du poteau.

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale (c) de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min(b+10\text{cm}; 40\text{cm})$$

Avec :

b : étant la petite côté du rectangle .

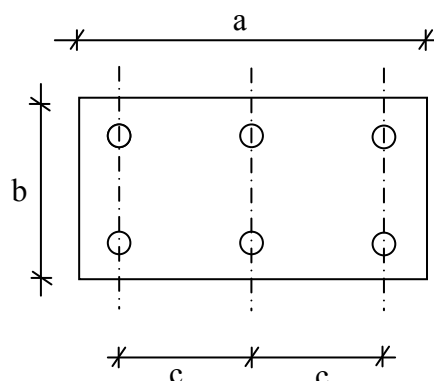


Fig.VI.5: Espacement entre les armatures longitudinales.

Les armatures transversales :**1) Conditions de RPA99 version 2003 :**

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec : T_u : Effort tranchant;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : contrainte Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a : Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g .

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \Rightarrow \begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales;

Dans la zone nodale : $\delta_t \leq \min (10\varnothing_1 ; 15\text{cm})$ (zone I)

Dans la zone courante : $\delta_t \leq 15\varnothing_1$ (zone I)

Ou \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Section minimale des armatures transversales:

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donné comme suit:

Si:

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \\ 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes avec:} \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec:

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée ;

L_f : Longueur du flambement

2) Conditions de CBA93 : [CBA93/A.8.1.3]

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{l \max}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\varphi_{l \min}, 40\text{cm}, b+10\text{cm})$$

Avec :

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau

$\varphi_{l \min}$: Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

- Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales

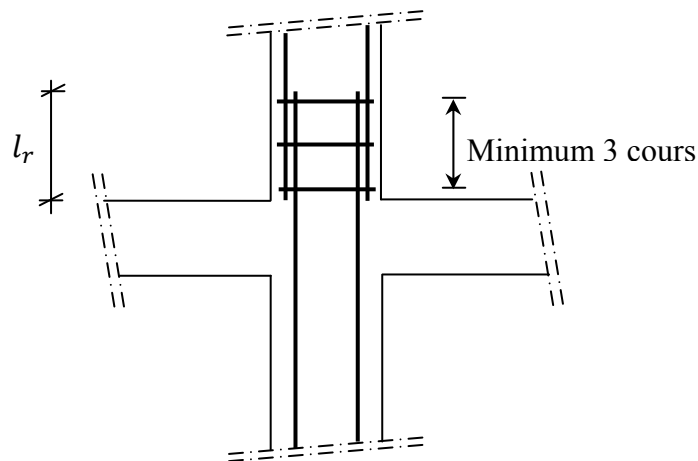


Fig.VI. 6: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

D. Sollicitations de calcul :**Tableau.VI. 4: Tableau récapitulatif des sollicitations :**

Combinaison	Section (cm ²)		(60x60)	(50x50)	(40x40)	(35x35)	
	Sollicitations						
ELU (1,35G+1,5Q)	Cas1	N ^{max} (KN)	1895,70	1384,72	975,79	587,76	
		M _{yy} ^{corr} (KN.m)	-23,02	-3,60	-0,85	-1,91	
		M _{zz} ^{corr} (KN.m)	-21,47	-34,21	-31,56	-29,83	
	Cas2	M _{zz} (KN.m)	39,65	41,21	42,11	43,45	
		N ^{corr} (KN)	575,34	389,90	320,30	229,10	
	Cas3	M _{yy} (KN.m)	43,12	12,39	22,13	19,98	
		N ^{corr} (KN)	477,13	420,12	317,67	276,11	
	Cas4	N ^{min} (KN)	229,11	176,24	146,66	111,35	
		M _{yy} ^{corr} (KN.m)	12,43	10,95	19,29	17,55	
		M _{zz} ^{corr} (KN.m)	27,24	31,22	15,67	19,10	
	Situation accidentelle (G+P ± 1,2E) (0,8G ± E)	Cas1	N ^{max} (KN)	1490,60	1156,13	885,79	443,77
			M _{yy} ^{corr} (KN.m)	26,43	29,77	30,26	31,11
M _{zz} ^{corr} (KN.m)			19,42	20,13	21,78	22,45	
Cas 2		M _{zz} (KN.m)	61,71	37,96	40,14	49,55	
		N ^{corr} (KN)	551,97	282,12	368,74	128,33	
Cas 3		M _{yy} (KN.m)	79,92	101,24	93,84	68,14	
		N ^{corr} (KN)	1225,35	705,82	340,21	195,67	
Cas4		N ^{min} (KN)	0,01	3,43	0,76	0,03	
		M _{yy} ^{corr} (KN.m)	19,99	29,71	23,40	17,04	
		M _{zz} ^{corr} (KN.m)	39,50	101,29	67,16	50,77	
ELS (G+Q)	M _s (KN.m)	23,13	27,19	29,25	19,33		
	N _s (KN)	1446,23	1189,18	753,27	339,61		
Effort tranchant	T(KN)	114,21	57,13	39,21	31,15		

c. Exemple de calcul :

Ferrailage du poteau de Section : $(60 \times 60) \text{ cm}^2$

1) Armatures longitudinales :

Etat limite ultime : (1.35 G + 1.5 P)

1^{er} Cas:

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 1895,70 \text{ KN}$ (compression)
- $M_{yy}^{\text{corr}} = -23,02 \text{ KN.m}$
- $M_{zz}^{\text{corr}} = -21,47 \text{ KN.m}$

➤ Calcul suivant l'axe y-y :

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{yy}}{N'} = \frac{2302}{1895,70} = 1,21 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N_1' se trouve dans la moitié de la hauteur de noyau central.

✓ **Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda \leq \max \left[50 ; 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

$$\text{Avec : } 67 \cdot \frac{e_0}{h} = 67 \cdot \frac{1,21}{60} = 1,35 < 60$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 340 = 238 \text{ cm} \quad (\text{Bâtiment à étages multiple})$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{238}{60} = 13,72$$

$$\Rightarrow \lambda = 13,72 < \max[50 ; 0,04] = 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

⇒ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N_1' = N' \times \alpha_1$$

$$M' = M_{YY} \times (e_0 + e_a)$$

✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{340}{250} \right] = \max[2 \text{ cm} ; 1,36 \text{ cm}]$$

$$\Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{1,21}{50} = 0,0242 < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{13,72}{35} \right)^2$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1,031$$

$$N_1' = 1895,70 \times 1,031 = 1954,47 \text{ KN}$$

$$M' = 23,02 \times (1,21 + 2) \times 10^{-2} = 0,74 \text{ KN.m}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N_1' :**

$$e_1 = \frac{M'}{N_1'} = \frac{74}{1954,47} = 0,038 \text{ cm}$$

$$e_1 = 0,038 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N_1' se trouve à l'intérieure de la section.

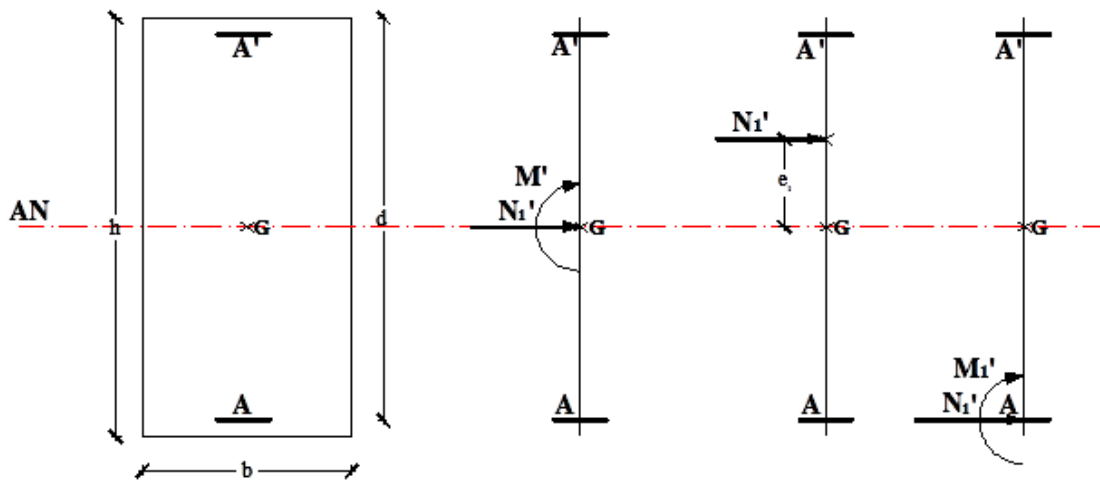


Fig. VI.7 : Position du Point d'application de l'effort normal N_1'

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N_1' \times (d - c_1) - M_1'}_{(II)}$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1' = M' + N_1' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,67 + 1954,47 \left(0,54 - \frac{0,6}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_1' = 469,74 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 12,47 \times 60 \times 60 = 689541,12 \text{ N.m} = 689,541 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 195447 \times (0,54 - 0,06) - 469,74 = 468,41 \text{ KN.m}$$

$(I) = 689,541 \text{ KN.m} > (II) = 468,41 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{469740}{12,47 \times 60 \times 54^2} = 0,215$$

$$\mu = 0,262 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,306$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,878$$

$$A_1 = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{469740}{348 \times 0,878 \times 54} = 28,47 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N_1'}{100 \cdot \sigma_s} = 28,47 - \frac{1895700}{100 \cdot 348} = -26 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➤ **Calcul suivant l'axe z-z :**

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N_1' :**

$$e_0 = \frac{M_{zz}'}{N_1'} = \frac{2147}{189570} = 1,13 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N_1' se trouve dans la moitié de la hauteur de noyau central.

✓ **Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda \leq \max \left[50; 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

$$\text{Avec : } 67 \cdot \frac{e_0}{h} = 67 \cdot \frac{1,13}{60} = 1,26 < 60$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 340 = 238 \text{ cm} \quad (\text{Bâtiment à étages multiple})$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{238}{60} = 13,72$$

⇒ $\lambda = 13,72 < \max[50 ; 0,45] = 50 \Rightarrow$ compression excentré

⇒ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N' \times \alpha_1$$

$$M' = N'_1 \times (e_0 + e_a)$$

✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max\left[2cm; \frac{l}{250}\right] = \max\left[2cm; \frac{340}{250}\right] = \max[2cm; 1,36cm]$$

$$\Rightarrow e_a = 2cm$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{1,13}{60} = 0,019 < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2\left(\frac{13,72}{35}\right)^2$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1,031$$

$$N'_1 = 1895,70 \times 1,031 = 1954,46 KN$$

$$M' = 1954,47 \times (1,13 + 2) \times 10^{-2} = 61,17 KN.m$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e'_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{6117,4}{1954,47} = 3,13cm$$

$$e'_1 = 3,13cm < \frac{h}{2} = 30cm$$

⇒ L'effort normal de compression N'_1 se trouve à l'intérieure de la section.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337.h - 0,81.c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M'_1}_{(II)}$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right) = 61,17 + 1954,47 \left(0,54 - \frac{0,6}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M'_1 = 530,243 KN.m$$

$$(I) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 12,47 \times 60 \times 60 = 689541,12N.m = 689,541KN.m$$

$$(II) = 1954,47 \times (0,54 - 0,06) - 530,243 = 407,902KN.M$$

$$(I) = 689,541KN.m > (II) = 512,976KN.M \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{530243}{12,47 \times 60 \times 54^2} = 0,243$$

$$\mu = 0,289 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,354$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,858$$

$$A_1 = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{530243}{348 \times 0,858 \times 54} = 32,89 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N_1'}{100 \cdot \sigma_s} = 32,89 - \frac{1954470}{100 \cdot 348} = -23,27 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

Situation accidentelle : (G + P ± 1.2 E ; 0.8 G ± E)

1er Cas:

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 1490,60 \text{ KN}$ (compression)
- $M_{yy}^{\text{corr}} = -26,43 \text{ KN.m}$
- $M_{zz}^{\text{corr}} = -19,42 \text{ KN.m}$

➤ Calcul suivant l'axe y-y :

✓ *Position du point d'application de l'effort normal N' :*

$$e_0 = \frac{M_{yy}}{N'} = \frac{2643}{1490,60} = 1,77 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5$$

⇒ L'effort normal de compression N_1' se trouve à l'intérieur de la section.

✓ *Vérification si on a une compression excentré :*

$$\lambda \leq \max \left[50 ; 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

Avec :

$$67 \cdot \frac{e_0}{h} = 67 \cdot \frac{1,77}{60} = 1,98 < 60$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 340 = 238 \text{ cm} \quad (\text{Bâtiment à étages multiple})$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{238}{60} = 13,72$$

$$\implies \lambda = 13,72 < \max[50 ; 0,31] = 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

\implies La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N' \times \alpha_1$$

$$M' = N'_1 \times (e_0 + e_a)$$

✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2\text{cm} ; \frac{l}{250} \right] = \max \left[2\text{cm} ; \frac{408}{250} \right] = \max [2\text{cm} ; 1,63\text{cm}]$$

$$\Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{1,77}{60} = 0,030 < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{13,72}{35} \right)^2$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1,078$$

$$N'_1 = 1490,60 \times 1,078 = 1606,867\text{ KN}$$

$$M' = 1606,867 \times (1,77 + 2) \times 10^{-2} = 60,579\text{ KN.m}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{6057,9}{1606,867} = 3,77\text{cm}$$

$$e_1 = 3,77\text{cm} < \frac{h}{2} = 30\text{cm}$$

\implies L'effort normal de compression N'_1 se trouve à l'intérieure de la section.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M'_1}_{(II)}$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 60,579 + 1606,867 \left(0,54 - \frac{0,6}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_1 = 446,227\text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 16,26 \times 60 \times 60 = 899113\text{ N.m} = 899,113\text{ KN.m}$$

$$(II) = 1606,867 \times (0,54 - 0,06) - 446,227 = 325,069\text{ KN.m}$$

$(I) = 899,113 \text{ KN.m} > (II) = 325,069 \text{ KN.M} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{446227}{16,26 \times 60 \times 54^2} = 0,157$$

$\mu = 0,157 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,215$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,914$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{446227}{400 \times 0,914 \times 54} = 22,60 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N_1'}{100 - \sigma_s} = 22,60 - \frac{1606867}{100 - 400} = -17,57 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➤ Calcul suivant l'axe z-z :

✓ Position du point d'application de l'effort normal N_1' :

$$e_0 = \frac{M_{zz}}{N_1'} = \frac{1942}{149060} = 1,30 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5$$

⇒ L'effort normal de compression N_1' se trouve à l'intérieur de la section

✓ Vérification si on a une compression excentré :

$$\lambda \leq \max \left[50 ; 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

$$\text{Avec : } 67 \cdot \frac{e_0}{h} = 67 \cdot \frac{1,30}{60} = 1,45 < 60$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 340 = 238 \text{ cm} \quad (\text{Bâtiment à étages multiple})$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{238}{60} = 13,72$$

⇒ $\lambda = 13,72 < \max[50 ; 0,11] = 50 \Rightarrow$ compression excentré

⇒ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N_1' = N' \times \alpha_1$$

$$M' = N_1' \times (e_0 + e_a)$$

✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{340}{250} \right] = \max [2 \text{ cm} ; 1,36 \text{ cm}]$$

$$\Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{1,30}{60} = 0,022 < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{13,72}{35} \right)^2$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1,078$$

$$N_1' = 1490,60 \times 1,078 = 1606,867 \text{ KN}$$

$$M' = 1606,867 \times (1,30 + 2) \times 10^{-2} = 39,957 \text{ KN.m}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N_1' :**

$$e_1 = \frac{M'}{N_1'} = \frac{3995}{1606,867} = 2,30 \text{ cm}$$

$$e_1 = 2,3 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N_1' se trouve à l'intérieure de la section.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N_1' \times (d - c_1) - M_1'}_{(II)}$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1 = M' + N_1' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 39,95 + 1606,867 \left(0,54 - \frac{0,6}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_1 = 425,598 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 16,26 \times 60 \times 60 = 899113 \text{ N.m} = 899,113 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 1606,867 \times (0,54 - 0,06) - 425,598 = 345,698 \text{ KN.m}$$

$(I) = 899,113 \text{ KN.m} > (II) = 345,698 \text{ KN.M} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{425598}{16,26 \times 60 \times 54^2} = 0,149$$

$$\mu = 0,149 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,203$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,919$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{425598}{400 \times 0,919 \times 54} = 21,44 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N_1'}{100 \cdot \sigma_s} = 21,44 - \frac{1606867}{100 \cdot 400} = -18,73 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

Vérification à l'Etat limite de service:

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})
- la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier
- la contrainte du béton est limitée par : $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 13,2 \text{ MPa}$

✓ Position du point d'application de l'effort normal de compression N_{ser} :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{2313}{1446,23} = 1,60 \text{ cm}$$

$$e_0 = 1,60 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression N_s se trouve à l'intérieur de la section.

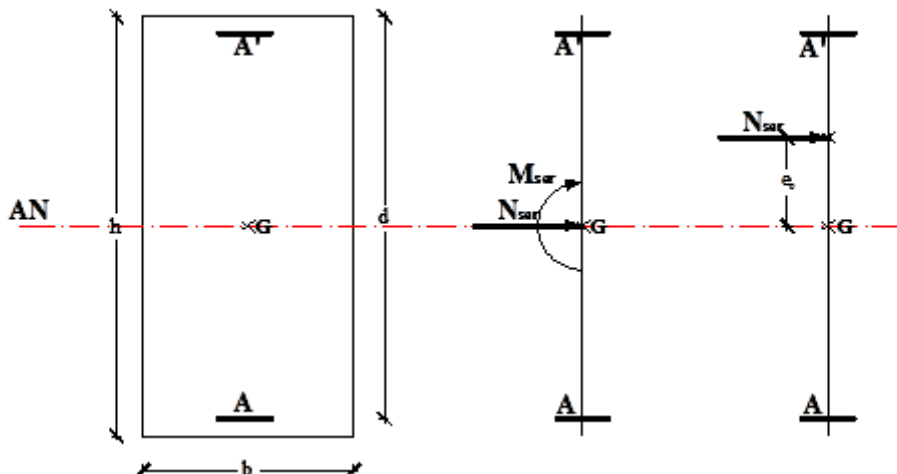


Fig. VI.8 : Position du Point d'application de l'effort normal N^{ser}

$$e_0 = 1,60m < \frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10cm \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

$$B_0 = b \times h + 15(A_1' + A_2') = 60 \times 60 + 15(14,07 + 14,07) = 4022,1cm^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_1' \cdot c + A_2' \cdot d) \right] = \frac{1}{4022,1} \left[\frac{60 \cdot 60^2}{2} + 15(14,07 \times 6 + 14,07 \times 54) \right] = 30cm$$

$$V_2 = h - v_1 = 60 - 30 = 30m$$

$$I = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1'(v_1 - c_1)^2 + A_2'(v_2 - c_2)^2)$$

$$I = \frac{60}{3}(30^3 + 30^3) + 15(14,07(30 - 6)^2 + 14,07(30 - 6)^2) = 279129,6cm^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 23,13 - 1446,23 \left(\frac{0,60}{2} - 0,30 \right) = 23,13KN.m$$

✓ **Vérification exacte :**

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I}{[B + 15(A_1' + A_2')] V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{2313}{1446,23} = 1,6cm$$

$$\frac{I}{[B + 15(A_1' + A_2')] V_2} = \frac{279129,6}{[60^2 + 15(14,07 + 14,07)] 30} = 2,31cm$$

$$e_G = 1,6cm < \frac{I}{[B + 15(A_1' + A_2')] V_2} = 2,31cm \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée.}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \cdot B_0} = \frac{1446230}{100 \cdot 4022,1} = 3,60MPa$$

$$K = \frac{M_G}{I} = \frac{23130}{279129,6} = 0,083$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 3,60 + 0,083 \times 30 = 6,09MPa$$

$$\sigma_b^1 = 6,09MPa < \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 22 = 13,2MPa$$

⇒ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

2) Armatures transversales :

✓ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$T_{max} = 114,21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d \times 100} = \frac{114210}{60 \times 54 \times 100} = 0,35MPa$$

Selon le C.B.A93 : Art A .5.1.2.1 :

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 2,93\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,35\text{MPa} < \tau_u = 2,93\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{2}{3} = 0,67\text{cm}$$

⇒ Donc on prendra $\phi_t = 8\text{mm}$ avec une nuance d'acier FeE400

✓ **Espacement des armatures transversales :**

Suivant les règles BAEL 91 :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm}) = (15 \times 1,4; 40\text{cm}; 60 + 10) = 21\text{cm}$$

$$\Rightarrow t = 20\text{cm}$$

D'après les règles RPA 99/Version 2003 : (zone I)

Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15\text{cm}) = (10 \times 1,4; 15\text{cm}) = 14\text{cm}$$

$$\Rightarrow t = 10\text{cm}$$

Zone courante :

$$t \leq 15\phi_L^{\min} = 15 \times 1,4 = 21\text{cm}$$

$$\Rightarrow t = 20\text{cm}$$

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{238}{60} = 3,97 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{t \cdot \rho_a \cdot T_u}{h_t \cdot f_e} = \frac{10 \times 3,75 \times 114210}{60 \times 400 \times 100} = 1,78\text{cm}^2$$

⇒ On prend 3T8 ⇒ $A_t = 2,01\text{cm}^2$

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{238}{60} = 3,97 < 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,36\% \cdot b \cdot t = 0,0036 \cdot 60 \cdot 10 = 2,16\text{cm}^2$$

3) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot 60 = 120\text{cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{368}{6}; 60; 60; 60\right) = 61\text{cm}$$

4) Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{\max}} = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$

Conclusion :

Le béton seul à la possibilité de résister sans ferrailage donc on va ferrailer avec A_{\min} (RPA99v2003).

Le bâtiment est implanté à Sidi Belabess zone I, donc :

Le pourcentage minimum des armatures est 0.7% B

Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

$$A_{RPA} = 0,007 \times 60^2 = 25,20\text{cm}^2$$

$$A_{BAEL} = \max\left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100}\right] = \max\left[\frac{0,2 \cdot 60^2}{100}; \frac{8(60+60)}{100}\right] = 9,6\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{RPA}; A_{BAEL}) = (13,48; 25,20; 9,6) = 25,20\text{cm}^2$$

Choix des armatures :

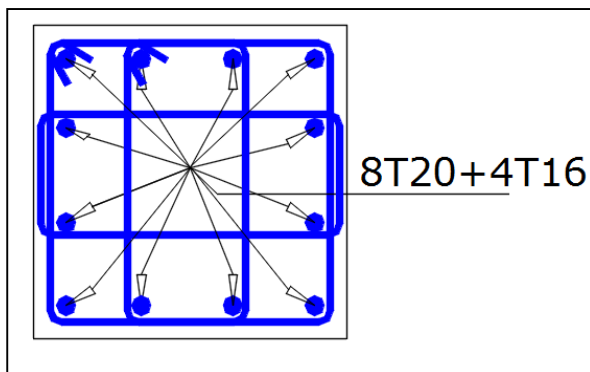
$$8T20+4T16 \rightarrow A = 33,15 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux.

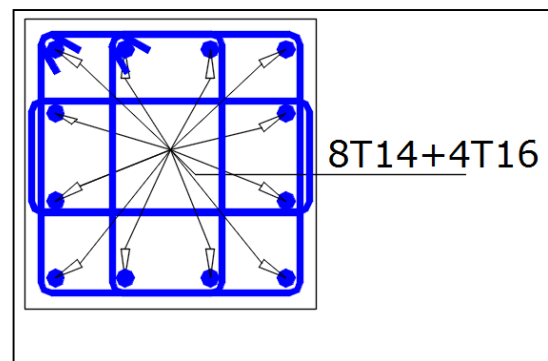
Section	$A^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A^{\text{min}}(\text{cm}^2)$		Ferrailage	$A(\text{cm}^2)$	Long de rec(cm)
		RPA	BAEL			
(60x60)	13,48	25,20	9,6	8T20+4T16	33,17	80
(50x50)	10,19	17,5	8	8T14+4T16	20,36	56
(40x40)	3,85	11,2	6,4	4T16+4T14	14,2	64

(35x35)	8,27	8,58	5,6	4T14+4T12	10,68	56
---------	------	------	-----	-----------	-------	----

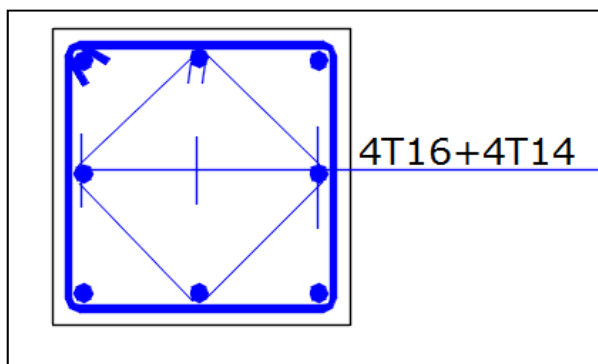
POTEAUX 60X60 :



POTEAUX 50X50 :



POTEAUX 40X40:



POTEAUX 35X35:

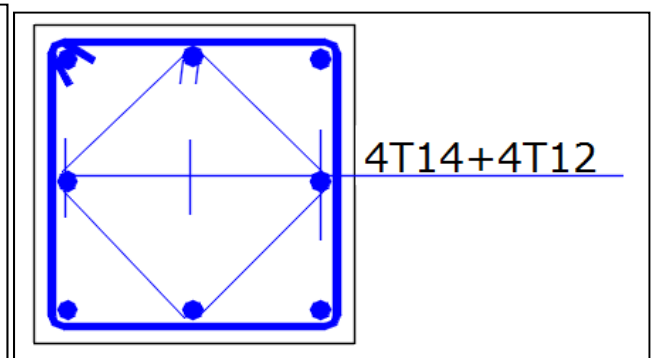


Fig.VI.9: schéma de ferrailage des poteaux.

CHAPITRE VII

Etude des voiles

supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement et
- Voile périphérique du sous sol.

VII.2- Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le **[RPA99 (version 2003)/7.7.1]** (voir chapitre II)
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants:

- Des aciers verticaux et
- Des aciers horizontaux. **[RPA99/2003/7.7.4]**

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G \pm Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

VII.2.1- les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens (voir fig .VII.1), ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant.[RPA99/7.7.4]

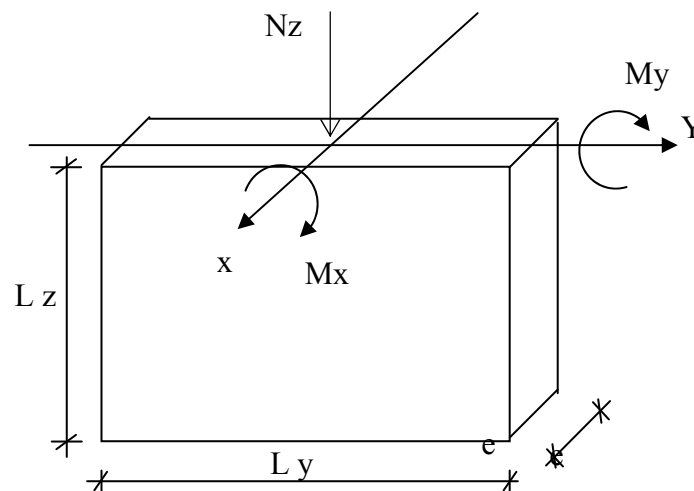


Fig.VII.1 : Les sollicitations de calcul d'un voile.

➤ Sens x-x :

$N_z ; M_x \Rightarrow$ section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure. VII.2)

➤ Sens y-y :

$N_z ; M_y \Rightarrow$ section des armatures verticales parallèle au parement du voile (Voir figure. VII.2).

Condition du RPA99 (version 2003)/7.7.4.1 :

- Les armatures minimales :
- ✓ A chacune des extrémités du voile $\rightarrow AV \geq 4HA10$.
- ✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1; A_2).$$

✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Espacement des barres verticales :

✓ $S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \longrightarrow$ en zone courante.

✓ A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile (figure IX-2). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).

✓ Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e.$

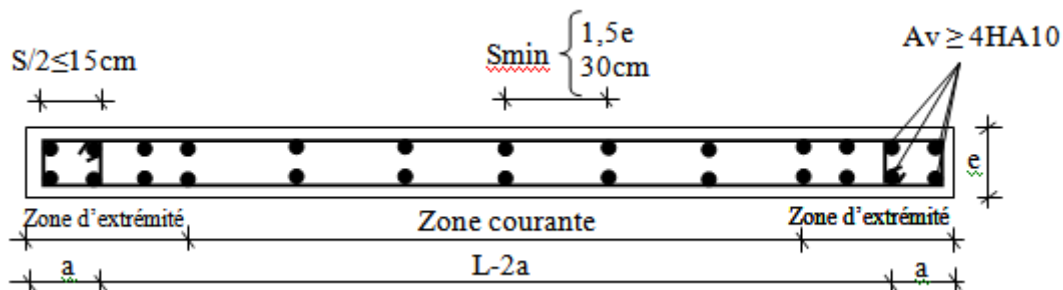


Fig.VII. 2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VIII.2.2- Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

- Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec $k=1$; $\gamma_s=1$.

➤ Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espace ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° cm au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingle au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

VII.2 Exemple de calcul :

1- Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h}; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max (2\text{cm} ; h_e/250) = 2\text{cm}.$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot 2}{450}; 100 \right) \right]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$L_f = 0.7 \times 257.6 = 180.32 \text{ cm}.$$

$$\lambda = 180.32 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 31.23$$

$$\lambda = 31.23 < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow \text{le calcul se fera à la flexion composée.}$$

- Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « robot bat » les sollicitations maximales sont :

Tableau.VII-1 Tableau récapitulatif des sollicitations.

Nz [KN]	Mx [KN.m]	My [KN.m]	T [KN]
4068.44	3067.65	43.75	352.71

2- Calcul du ferrailage :

➤ Sens x-x :

$$\begin{cases} N_z = 4068.44 \text{ KN} \\ M_x = 3067.651 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (bx100cm) (bande de 1m de largeur)

-calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{3067.65}{4068.44} \times 100 = 75.40 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 225 - 10 = 215 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} (1) &= (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \\ &= (0.337 \times 450 - 0.81 \times 10) \times 14.78 \times 20 \times 450 = 19090.21 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$(2) = N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 4068.44 \left(75.40 + \frac{450}{2} - 10 \right) \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_1 = 11814.75 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 4068.44 \times (440 - 10) \cdot 10^{-2} - 11814.75 = 5679.54 \text{ KN.m}$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

3- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_x}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11814750}{14.78 \times 20 \times (440)^2} = 0.206$$

$$\mu = 0.206 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

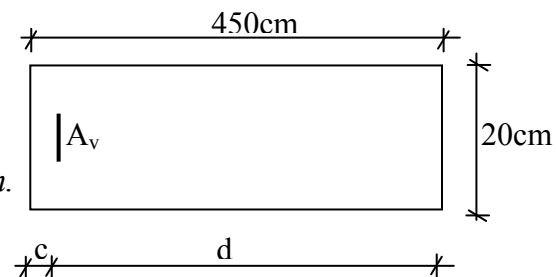


Fig.VII.3: Section de calcul

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.291$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.883$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{11814750}{400 \times 0.883 \times 440} = 76.02 \text{ cm}^2 / m_L$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 76.02 - \frac{4068.44 \times 10^3}{100 \times 400} \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2 / m_L$$

Donc on a $A_v1 = A_{min} = 3.14 = 4T10$ [RPA99/03 ; 7.7.4.1]

➤ Sens y-y :

$$\begin{cases} N = 4068.44 \text{ KN} \\ M_y = 43.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

1- calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{43.75}{4068.44} \times 100 = 1.07 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 8 \text{ cm}.$$

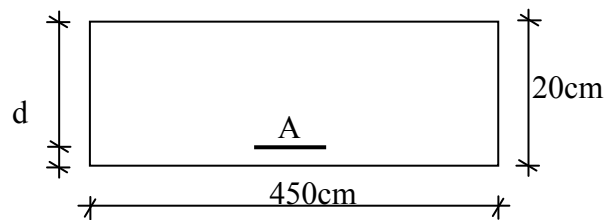


Fig.VII.4: Section de calcul

$$(1) = (0.337 \cdot h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 20 - 0.81 \times 2) \times 14.78 \times 20 \times 450 = 6810.62 \text{ KN.m}.$$

$$(2) = N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 4068.44 \left(1.07 + \frac{20}{2} - 2 \right) \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_1 = 369.21 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 4068.44 \times (18 - 2) \cdot 10^{-2} - 369.21 = 281.74 \text{ KN.m}$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

2- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_y}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{369210}{14.78 \times 450 \times (18)^2} = 0.171$$

$$\mu = 0.171 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.236$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.905$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{369210}{400 \times 0.905 \times 18} = 56.66 \text{ cm}^2 / m_L$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \alpha} = 56.66 - \frac{4068.44}{100 \times 400} \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2 / m_L$$

Donc $A_{V2} = \max (A_{V2} ; A_{\min})$ avec

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\% = [(450 - 2 \times 15) \times 20] \times 0.10\%$$

$$A_1 = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_V = (450 \times 20 \times 0.15\%) - 2 \times 3.14$$

$$A_2 = 7.22 \text{ cm}^2$$

$$A'_V = \max (A_1; A_2). \text{ Donc } A_{V2} = 8.4 \text{ cm}^2$$

- Le choix des armatures :

Sens x-x : les armatures verticales : deux nappes de 4T10 à chaque extrémité

Sens y-y : les armatures horizontales : deux nappes de T10 espacés de 20 cm

- L'espacement minimal des barres verticales et horizontales :

Selon RPA99 (version 2003) :

$$\circ S \leq \min (1.5x_a ; 30\text{cm})$$

$$\circ S \leq \min (1.5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}, \text{ alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : } S \leq 30\text{cm} .$$

Donc, on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

$$S' = 20/2 = 10\text{cm}$$

3- Calcul des armatures transversales :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3.478\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times d} ; T = 1.4T_u$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 352.71 \times 10^3}{20 \times 440 \times 100} = 0.56 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u .$$

- Espacement des armatures transversales :

$$S \leq \min (1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement : $S = 20 \text{ cm}$

- Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow (\text{Pas de reprise de bétonnage})$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0.56}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 0.62 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{t \min}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{t \min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{0.56}{2} \Rightarrow A_{t \min} = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{t \text{ cal}}; A_{t \min})$$

$$A_t = \max(0.62 \text{ cm}^2; 0.3 \text{ cm}^2) = 0.62 \text{ cm}^2$$

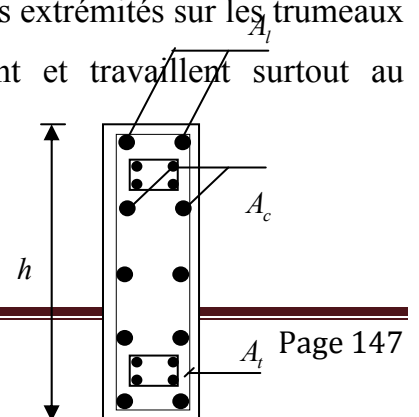
- Choix :

$$2\phi 8 \rightarrow A = 1.01 \text{ cm}^2$$

VII.2.4 Ferrailage des linteaux :

Les linteaux sont des éléments qui constituent les voiles à ouvertures, leur rôle est de lier les trumeaux. Cette liaison se traduit par des encastremets en leurs extrémités sur les trumeaux. Les linteaux doivent résister aux efforts qui les sollicitent et travaillent surtout au cisaillement engendré par les efforts horizontaux

- ❖ Premier cas :



$$\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \quad \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \quad \text{Avec :}$$

- \bar{V} : Effort tranchant max ($\bar{V} = 1,4 \cdot V_{ucal}$);

- b_0 : Epaisseur des linteaux et

- h : Hauteur totale de section brute

Les linteaux sont calculés en flexion simple,

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l);

- Des aciers transversaux (A_t) et

- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c).

➤ Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec :

$z = h - 2 \cdot d' = 0,8 \cdot h$ où h : Hauteur totale du linteau.

d : Distance d'enrobage.

M : Moment du à l'effort tranchant

➤ Aciers transversaux :

• Premier sous cas linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} \geq 1$):

On a :

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot 0,8 \cdot h}{\bar{V}}$$

Avec :

S : Espacement des cadres.

❖ Deuxième sous cas linteaux courts ($\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1$):

On a :

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$$

$$V = \min(V_1; V_2)$$

$$V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l}$$

$$V_2 = 2 \cdot V_{ucalcul}$$

Avec M_{ci} ; M_{cj} moments "résistants ultimes" des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l et calculés par :

$$M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$$

❖ Deuxième cas :

$$\tau_b \phi 0,06 f_{c28}$$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieurs et inférieur), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires. Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement. Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h - 2 \cdot d'}{l}$$

➤ Ferrailage minimal :

$$A_t; A'_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot h$$

$$A_c \geq 0,0020 \cdot b \cdot h$$

$$A_D \geq 0,0015 \cdot b \cdot h \quad \text{si } \tau_b \phi 0,06 f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si } \tau_b \leq 0,06 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot S \quad \text{si } \tau_b \leq 0,025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot S \quad \text{si } \tau_b \phi 0,025 f_{c28}$$

➤ Exemple de calcul : $h=166\text{cm}$; $e=20\text{cm}$; $L=140\text{cm}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 352,71 \cdot 10^3}{20 \cdot 164 \cdot 100} = 2,5 \text{MPa} > \overline{\tau_b} = 0,06 \cdot f_{c28} = 1,2 \text{MPa}$$

On adoptera un ferrailage minimal :

- Armatures longitudinales :

$$(A_l; A'_l)_{\min} = 0,0015 \cdot b \cdot h = 4,98 \text{ cm}^2$$

- Choix :

$$4T14 \longrightarrow A = 6,15 \text{ cm}^2$$

- Aciers transversales :

$$\text{Suivant RPA99/V2003 : } S \leq \frac{h}{4} = \frac{166}{4} = 41,5 \text{ cm}$$

On choisie : $S = 20 \text{ cm}$

$$A_t > 0,0025 \cdot b \cdot S = 1 \text{ cm}^2$$

- Choix :

$$2\phi 8 \longrightarrow A = 1,01 \text{ cm}^2$$

- Armatures diagonales :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h - 2 \cdot d'}{l} = \frac{0,8 \cdot 164}{140} = 0,93 \Rightarrow \alpha = 43,14^\circ$$

$$\text{Sin} \alpha = 0,68$$

$$A_D = \frac{352,71 \cdot 10^3}{2 \cdot 400 \cdot 0,68} \cdot 10^{-2} = 6,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,0015 \cdot b \cdot h = 4,98 \text{ cm}^2$$

- Choix :

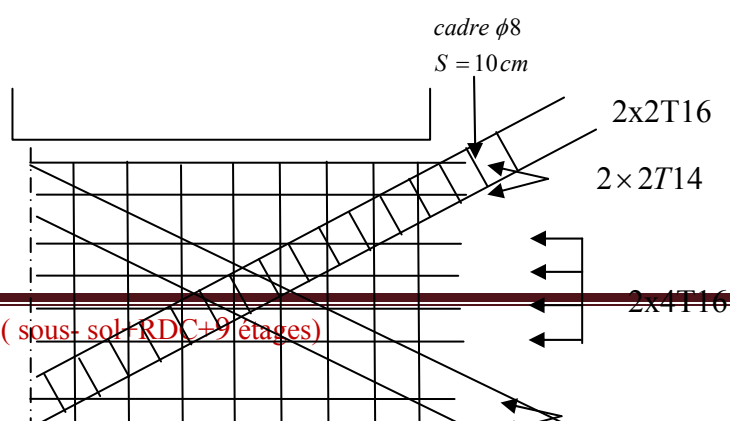
$$4T16 \longrightarrow A = 8,04 \text{ cm}^2$$

- Détermination des armatures en partie courante :

$$A_c = 0,0020 \cdot b \cdot h = 6,64 \text{ cm}^2$$

- Choix :

$$4T16 \longrightarrow A = 8,04 \text{ cm}^2$$



VII.2- Etude des voiles périphérique :

Selon le RPA99 (version 2003) **article 10.1.2**, Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)-les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

- **Détermination des sollicitations :**

- a) **calcul de l'effort N :**

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 2.66 \times 0.20 = 0.532 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 0.532 = 1330 \text{ Kg.}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N = 1.35 \times 1330 = 1795.5 \text{ daN}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N = P_{pr} = 1330 \text{ KN}$$

- b) **Calcul de la poussée des terres :**

$$q = K_p \cdot \gamma \cdot h$$

avec :

K_p : Coefficient de poussée ;

K_q : Coefficient du aux surcharge ;

h : Hauteur du voile ;

γ : Masse volumique des terres et

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3}\varphi$; $\varphi=35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$K_p = 0.247.$$

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{266} = 0.247 \times 17 \times 2.66 = 11.17 \text{ KN/m}^2$$

On va considère le voile une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q.

$$q = \frac{11.17 + 0}{2} = 5.58 \text{ KN/m}^2$$

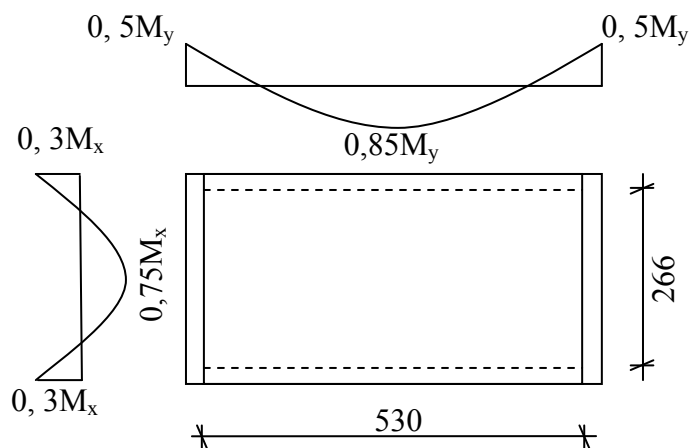


Fig.VII.7: Panneau de dalle appuie sur 4 coté

- ❖ Combinaisons fondamentales :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35 \times 558 = 753.3 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_u} = q_u \times 1.00 = 7533 \text{ daN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_s = 558 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1.00 = 558 \text{ daN/m}_L.$$

Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{266}{530} = 0.50$$

$\rho = 0.50 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte suivant deux sens.

• Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

➤ Etat limite ultime :

$$\rho = 0.50 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0951 \\ \mu_y^u = 0.2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0.0951 \times 753.3 \times 2.66^2 = 506.89 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0.2500 \times 542.36 = 126.73 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service:

$$\rho = 0.44 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0.0987 \\ \mu_y^{ser} = 0.3758 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = 0.0987 \times 558 \times 2.66^2 = 389.68 \text{ daN.m} \\ M_y^{ser} = 0.3758 \times 389.68 = 146.44 \text{ daN.m} \end{cases}$$

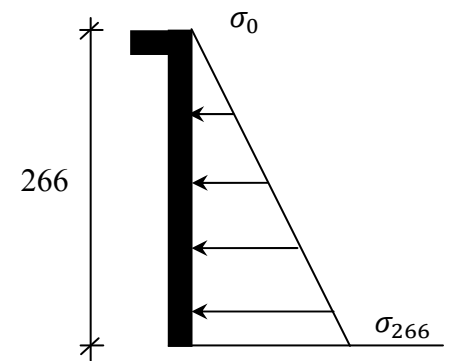


Fig.VII.8 : Contrainte du voile

Tableau.VIII.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations :

combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a (daN.m)	-152.07	-116.9	-63.4	-73.22
M_t (daN.m)	380.16	292.26	95.05	124.4

➤ Calcul des ferrillages :

• Enrobage :

Fissuration préjudiciable $\longrightarrow a = 2\text{cm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{cm}$$

En prend : $\phi = 1\text{cm}$

Donc :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{1}{2} = 2.5\text{cm} \\ C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3.5\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_x = h_0 - c_x = 17.5\text{cm} \\ d_y = h_0 - c_y = 16.5\text{cm} \end{cases}$$

Le ferrillage en appui et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée).

❖ Sens x-x :

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx}^u = 380.16\text{daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3801.6}{12,47 \times 100 \times (17.5)^2} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.014$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

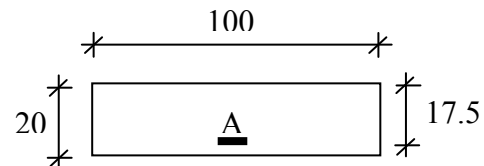


Fig.VII.9: Section de calcul en travée (x-x)

- Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3801.6}{348 \times 0.994 \times 17.5} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Espacement maximal des armatures:

$$L'écarterment \text{ des armatures : } \delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Choix des armatures:

$$5T10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

- Etat limite de service (E. L.S.):

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 292.26 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 3.93}{100} = 0.58$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.58 \times 17.5 = 20.3$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.58 + \sqrt{0.58^2 + 20.3} = 3.96 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3.96^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (17.5 - 3.96)^2 = 12877.37 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{2922.6}{12877.37} = 0.227$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.227 \times 3.96 = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0.227 \times (17.5 - 3.96) = 46.1 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3.f_e ; 150\eta) = \min(2/3 \times 400 ; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

❖ **Sens y-y :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_{ty}^u = 95.05 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{950.5}{11.33 \times 100 \times (16.5)^2} = 0,003$$

$$\mu = 0,003 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,004$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,998$$

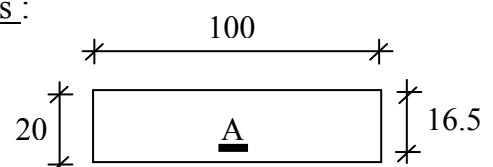


Fig.VII. 10: Section de calcul en travée (y-y)

- Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{950.5}{348 \times 0.998 \times 16.5} = 0,16 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Espacement maximal des armatures:

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

- Choix des armatures:

$$5T10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

- Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 124.4 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0.58$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,58 \times 16.5 = 19.14$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.58 + \sqrt{0.58^2 + 19.14} = 3.83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3.83^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (16.5 - 3.83)^2 = 11335.9 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{1244}{11335.9} = 0,11$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,11 \times 3.83 = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0.11 \times (16.5 - 3.83) = 20.9 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3.f_e ; 150\eta) = \min(2/3.400 ; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

Donc le ferrailage sera deux nappes, T10 espacés de 15cm pour le ferrailage vertical.
Pour le ferrailage horizontal on adopte deux nappes de T10 espacés de 20 cm.

CHAPITRE VIII

Etude de l'infrastructure

provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques .

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Suite a l'importance de l'effort normal agissant sur l'infrastructure et aussi notre bâtiment et lier avec des autres bâtiments de différent hauteur, donc le type a utilisé dans notre cas est un radier général.

VIII-2/ PRE DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES:

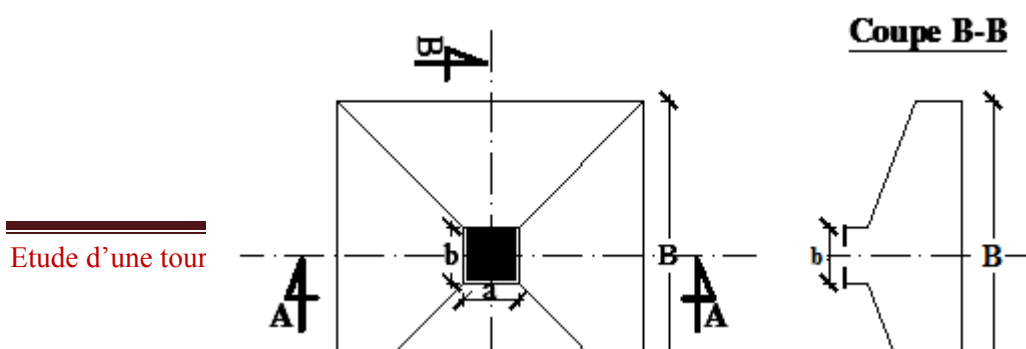


Fig.VIII.1 : Dimension d'une semelle isolée.

1) Semelle de centre :

$$\begin{cases} \sigma_{sol} = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B \end{cases}$$

Avec: $\bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bars}$, $N = 1895,70 \text{ KN}$; $a = 60 \text{ cm}$ et $b = 60 \text{ cm}$.

$$A = \left(\frac{60}{60}\right) \cdot B \Rightarrow A = B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1895,70}{2,5}} = 275,37 \text{ cm}$$

⇒ On prend : $B = 280 \text{ cm} \Rightarrow A = 280 \text{ cm}$

2) Semelle de rive :

$$N = 1768,37 \text{ KN}$$

$$B \geq 265,96 \text{ cm}$$

⇒ On prend : $B = 270 \text{ cm} \Rightarrow A = 270 \text{ cm}$

3) Semelle de d'angle :

$$N = 1234,39 \text{ KN}$$

$$B \geq 222,21 \text{ cm}$$

⇒ On prend : $B = 230 \text{ cm} \Rightarrow A = 230 \text{ cm}$

✓ Conclusion :

D'après le prédimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchement aussi, pour cela le choix d'un radier général est préférable.

VIII-3/ ETUDE DU RADIER :

VIII.3.1) Généralité :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

✓ *L'état limite ultime de résistance :*

- *Situation durable et transitoire :*

$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

- *Situation accidentelle :*

$$\left. \begin{array}{l} ACC1 \rightarrow G + Q + E \\ ACC2 \rightarrow G + Q - E \\ ACC3 \rightarrow 0.8G + E \\ ACC4 \rightarrow 0.8G - E \end{array} \right\} \text{RPA99(V2003)/10.1.4.1].}$$

✓ *L'état limite de service:*

$$ELS \rightarrow G + Q$$

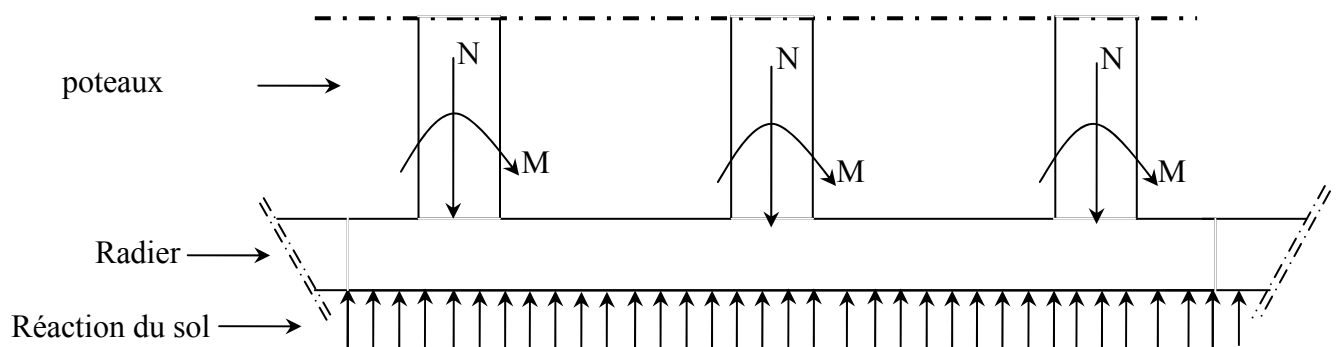


Fig.VIII.2: Schéma du radier général.

VIII.3.2) pré dimensionnement du radier :

Pour des raisons pratique « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque coté.

1) Hauteur du radier

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hanteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous- pression , cette hauteur doit satisfaire les quatres conditions suivant :

- Condition forfaitaire ;
- Condition de rigidité ;
- Condition de non cisaillement ;
- Condition de non poinçonnement.

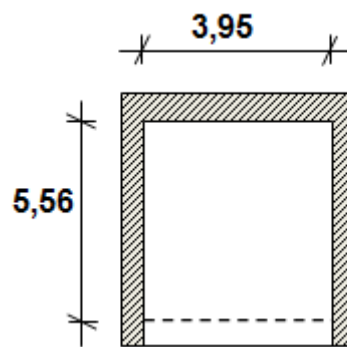


Fig.VIII. 3: Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité

✓ *Condition forfaitaire :*

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=5,56m \Rightarrow 0,70m \leq h \leq 1,11m$$

✓ *Condition de rigidité :*

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec :

$$L_e: \text{longueur élastique donnée par : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol (Pour un sol de densité moyenne $K=40MN/m^3$) ;

E : module d'Yong du béton ($E=3.10^4$ Mpa) ;

I : inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$) ;

b: largeur du radier.

Pour notre cas : $L=5,56m$.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 5,56}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,86m$$

✓ **Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07fc28/\gamma_b = 1,03 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

$$h \geq \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u}$$

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible ;

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}, T_y^{\max})$$

On a : $\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,95}{5,56} = 0,71 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant deux directions.

Donc :

Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$T_x = \frac{q_{\max}^u \times L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \quad T_y = \frac{q_{\max}^u \times L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

Calcul q_u :

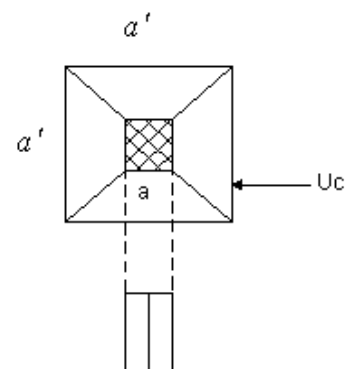
La surface du radier est de : $S = 361,07, m^2$

Le poids de superstructure : $G = 37861,19KN$

$$q^u = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5Q$$

$$q^u = 1.35 \frac{37861,19}{361,07} + 1.5 \times 5 = 149,06KN / m^2$$

$$T_x = 232,57KN \quad ; \quad T_y = 84,121KN;$$



donc: $T^{\max} = 232,57 \text{ KN}$.

$$h \geq \frac{232570}{0.9 \times 100 \times 1,03 \times 10^2} \Rightarrow h \geq 25,10 \text{ cm}$$

✓ **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_c 28}{\gamma_b} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

h : épaisseur du radier ;

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyendu radier.

$$U_c = 2 \times (a_1 + b_1)$$

avec: $a_1 = a + h$ et : $b_1 = b + h$

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (a + b + 2 \cdot h)$$

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'état limite ultime.

Pour notre structure, $N_{u \max} = 1895,70 \text{ KN}$ appliquée sur un poteau de section rectangulaire de dimensions $a = 60 \text{ cm}$ et $b = 60 \text{ cm}$.

$$\Rightarrow 0,045 \times (2 \times (600 + 600 + 2 \times h)) \times h \times 14,67 - 189570 \geq 0$$

$$\Rightarrow 2,64h^2 + 1584,36h - 2284360 \geq 0 \Rightarrow h \geq 67,73 \text{ cm} \implies$$

Fig.VIII.4: Dimensionnement du feuillet moyen.

Conclusion :

Pour satisfaire les 4 conditions précédentes, on prendra une hauteur du radier égale à 80 cm.

✓ **La hauteur des nervures : h_n**

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{556}{10} = 55,6 \text{ cm}$$

\implies On prendra $h_n = 60 \text{ cm}$.

✓ **Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{556}{20} = 27,8 \text{ cm}$$

\implies On prendra $e = 40 \text{ cm}$.

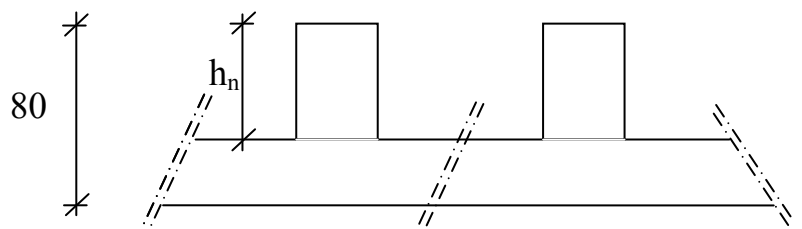


Fig.VIII.5: Dimension du radier.

2) Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes :

- poutres principales ;
- Poutres secondaires.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L-b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$L_x = 395 \text{ cm ;}$$

$$L_y = 556 \text{ cm.}$$

Tableau.VIII. 1: Dimensions des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
h (cm)	90	90
h₀ (cm)	40	40
b₀ (cm)	30	30
b₁ (cm)	40	30
b (cm)	110	90

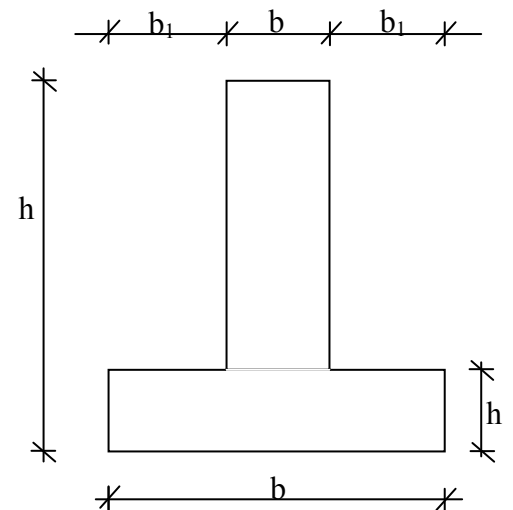


Fig.VIII.6:Dimensions des poutres.

VIII.3.3) Détermination des sollicitations :

1) Caractéristiques du radier :

$$h = 90 \text{ cm ; } e = 40 \text{ cm ; } h_n = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 361,11 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 11103,25 \text{ m}^4 \quad I_{yy} = 13933,78 \text{ m}^4$$

$$V_x = 9,63 \text{ m} \quad V_y = 11,79 \text{ m}$$

Avec : V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du radier et

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier ;

2) **Calcul du poids du radier:Pr**

Poids du radier sans poutres : $P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b$;

Poids des poutres principales : $P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b$;

Poids des poutres secondaires : $P_s = L'(h - h_0) b_0 \cdot \gamma_b$

Avec : e : épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales et

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires ;

$$P_1 = 361,11 \times 0,4 \times 25 \Rightarrow P_1 = 3611,1KN.$$

$$P_p = 110,71 \times 0,5 \times 0,3 \times 25 \Rightarrow P_p = 415,16KN.$$

$$P_s = 97,80 \times 0,5 \times 0,3 \times 25 \Rightarrow P_s = 366,75KN.$$

$$\Rightarrow Pr = P_1 + P_p + P_s = 4393,01KN.$$

3) **Surcharges d'exploitation : Qr**

$$Qr = 5 \times S$$

$$Qr = 5 \times 361,11$$

$$\Rightarrow Qr = 1805,55KN.$$

4) **Combinaisons d'actions :**

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

• **Situations durable et transitoire :** $(1,35G + 1,5Q) + (1,35Pr + 1,5Qr)$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec : N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Robot Bat sous la combinaison ELUR.

$$N_u^1 = 49896,90KN$$

$$N_u = 49896,90 + 2708,33 \Rightarrow N_u = 52605,23KN.$$

$$M_x = 59,23KN.m ; \quad M_y = -103,29KN.m$$

Avec : M_x et M_y : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée,

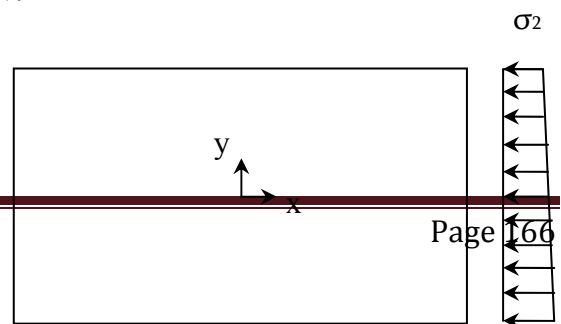
M_x , M_y et N_u^1 sont donnés par le logiciel Robot Bat;

• **Situation accidentelle:** $[(G + Q \pm E) + (Pr + Qr)]$ et $[(0,8G \pm E) + 0,8 Pr]$

$$N_a = 52765,05 + 6198,56 \Rightarrow N_a = 58963,61KN.$$

$$M_x = 860,03KN.m ; \quad M_y = -940,32N.m.$$

✓ **Etat limite service (E.L.S.) :** $(G + Q) + (Pr + Qr)$



$$N_s = 39627,37 + 6198,56 = 45825,93KN.$$

$$Mx = 33,51KN.m \quad ; \quad My = -72,62KN.m$$

5) Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier).

✓ *Situation durable et transitoire :*

➤ *Etat limite ultime (E L U) :*

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2,5bars$$

Suivant l'article de **RPA99/V2003** :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2,5bars$$

• Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{52605,23}{361,11} \pm \frac{59,23}{11103,25} \times 9,63 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,457bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,456bars > 0 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,456bars$$

• Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{52605,23}{361,11} \pm \frac{103,29}{13933,78} \times 11,79 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,457bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,456bars > 0 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,457bars$$

➤ *Etat limite service (E L S) :*

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_s}{I_r} \cdot V$$

- **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{45825,93}{361,11} \pm \frac{33,51}{11103,25} \times 9,63 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,269bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,268bars > 0 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,268bars$$

- **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{45825,93}{361,11} \pm \frac{72,61}{13933,78} \times 11,79 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,269bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,268bars > 0 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,268bars$$

➤ **Situation accidentelle :**

- **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{58963,61}{361,11} \pm \frac{860,03}{11103,25} \times 9,63 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,633bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,632bars > 0 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,632bars$$

- **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{58963,61}{361,11} \pm \frac{940,32}{13933,78} \times 11,79 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,640bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,62bars > 0 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,63 \text{ bars}$$

6) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec: **P** : Poids du bâtiment;

S : Surface d'assise du bâtiment;

Z : L'ancrage et

γ : Poids volumique de l'eau (1 t/m^3).

Pour la structure étudiée : $P = 37861,19 \text{ KN} = 3786,119 \text{ t}$

$$1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1711,47 \text{ t}$$

$$P = 37861,19 \text{ t} > 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1711,47 \text{ t} \rightarrow C.V$$

⇒ la structure est stable.



Fig.VIII.8: Encrage de la structure

VIII.3.4) Ferraillage du radier :

1) Ferraillage de la dalle :

- Le calcul d'un radier est identique à celui de la dalle pleine.
- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

✓ Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \cdot 1m$$

$$\text{Le panneau le plus sollicité} \begin{cases} L_x = 3,95m \\ L_y = 5,56m \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,95}{5,56} = 0,71 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

- **Etat limite ultime (E L U) :**

$$q_u = \sigma_m \cdot 1m = 145,6 \text{ KN/ml}$$

- **Etat limite de service (E L S) :**

$$q_s = \sigma_m \cdot 1m = 126,8 \text{ KN/ml}$$

Tableau. VIII.2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales :

Moment \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Combinaison				
M_a [KN.m]	76,100	66,275	35,310	30,750
M_t [KN.m]	129,370	112,668	60,027	52,275

✓ **Calcul des armatures :**

• **Enrobage :**

Fissuration préjudiciable → a = 2cm

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4cm$$

⇒ En prend : $\phi = 1,6cm$

Donc : $C_x = a + \frac{1,6}{2} = 2,8cm$

$$C_y = a + 1,6 + \frac{1,6}{2} = 4,4cm$$

$$d_x = h_0 - c_x = 37,2cm$$

$$d_y = h_0 - c_y = 35,6cm$$

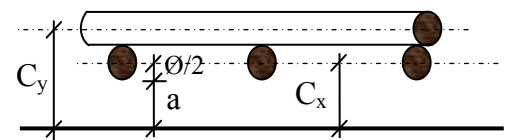
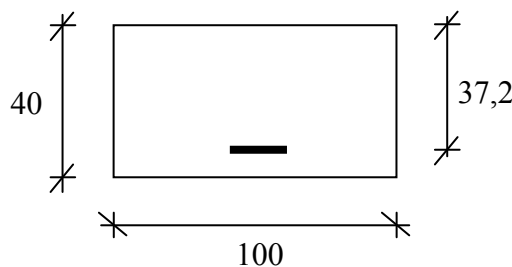


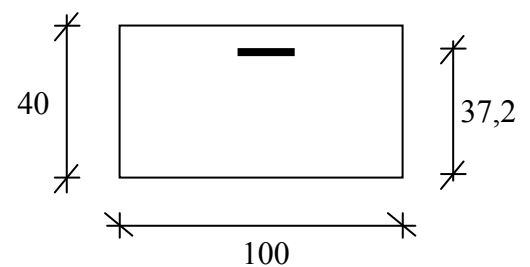
Fig.VIII.9: Enrobage

• **Sections de calcul :**

Sens xx :



En appui



En travée

Fig.VIII.10:Section de calcul dans le sens xx.

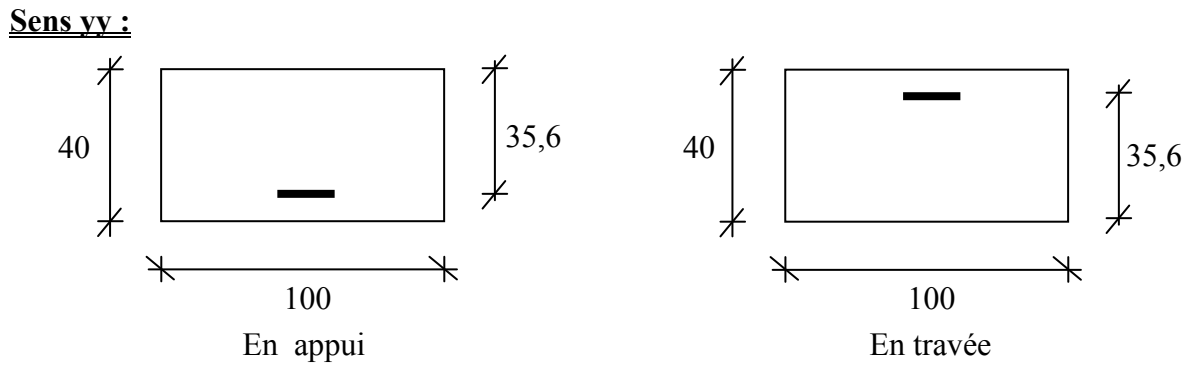


Fig.VIII.11:Section de calcul dans le sens yy.

Sens x-x :• En travée :➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = 129,370 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{129370}{12,47 \times 100 \times 37,2^2} = 0,075$$

$$\mu = 0,075 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,098 \quad \beta = 0,961$$

$$A = \frac{129370}{348 \times 0,966 \times 37,2} = 10,40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(10,40 ; 3,20) \Rightarrow A = 10,40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$6\text{T16/ml} \longrightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\longrightarrow (\text{T16 } e = 17 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite service (E.L.S.) :

$$M_{\text{ter}} = 112,668 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 12,06/100 = 1,81 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,81 \times 37,2 = 134,664 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -1,81 + \sqrt{134,664 + 1,81^2} = 9,93 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (9,93)^3}{3} + 15 \cdot 12,06 \cdot (37,2 - 9,93)^2 = 167165,032 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{112668}{167165,032} = 0,67$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,67 \times 9,93 = 6,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 22 = 13,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - y_1) = 15 \times 0,67 \times (37,2 - 9,93) = 274,06 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 193 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 274,06 \text{ MPa} \phi \quad \bar{\sigma}_s = 193 \text{ MPa}$$

Conclusion : $\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 13,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 193 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculé à l'ELS

Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{112668}{193 \cdot 100 \cdot (37,2)^2} = 0,0042$$

$$\mu_1 = 0,0033 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,907 \\ k_1 = 38,19 \end{array} \right.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{193}{38,19} = 5,054 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 13,2 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{112668}{193 \cdot 0,907 \cdot 37,2} = 17,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$9\text{T}16/\text{ml} \longrightarrow A = 18,10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\longrightarrow (\text{T}16e = 11 \text{ cm})$$

• **En appuis :**

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_{ax}^u = -76,100 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{76100}{12,47 \times 100 \times (37,2)^2} = 0,044$$

$$\mu = 0,044 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \emptyset \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,056 \quad \beta = 0,978$$

$$A = \frac{76100}{348 \times 0,978 \times 37,2} = 6,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(6,01 ; 3,20) \Rightarrow A = 6,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$4\text{T}14/\text{ml} \longrightarrow A = 6,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T } 14 \text{ e} = 25\text{cm}). \longrightarrow$$

➤ **Etat limite de service (E L S) :**

$$M_{ax}^s = -66,275 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 13,2 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 193 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 6,15}{100} = 0,92 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 6,15 \cdot 37,2}{100} = 68,634 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,92 + \sqrt{(0,92)^2 + 68,634} = 7,42 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (7,42)^3}{3} + 15 \cdot 6,15 \cdot (37,2 - 7,42)^2 = 95429,05 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{66275}{95429,05} = 0,69$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,69 \cdot 7,42 = 5,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,69 \cdot (37,2 - 7,42) = 308,223 \text{ MPa}$$

Conclusion : $\left. \begin{array}{l} \overline{\sigma}_b < \overline{\sigma}_b = 13,2 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_s > \overline{\sigma}_s = 193 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculé à l'ELS

Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{66275}{193 \cdot 100 \cdot (37,2)^2} = 0,0025$$

$$\mu_1 = 0,0025 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,922 \\ k_1 = 49,10 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k_1} = \frac{193}{49,10} = 3,93 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 13,2 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{66275}{193 \cdot 0,922 \cdot 37,2} = 10,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

6T16/ml \longrightarrow A = 12,06cm²/ml

\longrightarrow (T16e = 17cm).

Sens Y-Y :

Le calcul dans le sens Y-Y est similaire à celui dans le sens X-X. Pour cela, nous avons regroupé tous les calculs effectués dans le tableau ci-dessous.

Tableau. VIII.3: Tableau de ferrailage de la dalle.

Sens	Travées			Appuis		
	A _{cal} [cm ²]		Barres choisis	A _{cal} [cm ²]		Barres choisis
	ELU	ELS		ELU	ELS	
X-X	10,40	17,30	9T16 A=18,10 cm ²	6,06	10,06	6T16 A=12,06cm ²
Y-Y	4,94	8,25	6T14 A=9,23cm ²	3,20	4,93	5T12 A=5,65cm ²

VIII.3.5) Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque côté

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_m = 145,6 \text{ KN/m}^2$$

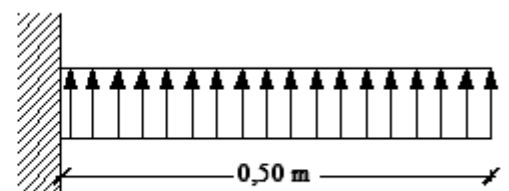
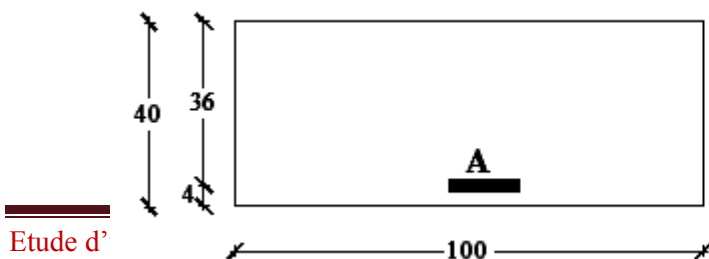


Fig.VIII.12 : Schéma statique et section de calcul du débordement.

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = 145,6 \cdot 1 = 145,6 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{2} = 18,2 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{18200}{12,47 \times 100 \times (37,2)^2} = 0,011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,014 \quad \beta = 0,994$$

$$A = \frac{18200}{348 \times 0,994 \times 37,2} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(1,41; 3,20) \Rightarrow A = 3,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$4\text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

➤ **Etat limite de service (E L S) :**

$$q_s = 126,8 \cdot 1 = 126,8 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = -15,85 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 13,2 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 193 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 4,52}{100} = 0,68 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 4,52 \cdot 37,2}{100} = 50,44 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,68 + \sqrt{(0,68)^2 + 50,44} = 6,45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (6,45)^3}{3} + 15 \cdot 4,52 \cdot (37,2 - 6,45)^2 = 73053,675 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{15850}{73053,675} = 0,22$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,22 \cdot 6,45 = 1,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,22 \cdot (37,2 - 6,45) = 101,475 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Conclusion : } \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 13,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 193 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

➤ **Armatures transversales:**

✓ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Selon BAEL91/A.5.1.211 :

$$T_u = q_u \times l = 145600 \times 0,50 = 72800 \text{ N}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,2 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{72800}{100 \cdot 100 \cdot 37,2} = 0,20 \text{ MPa} < 2,2 \text{ MPa}.$$

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

La section du béton doit vérifier :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9d = 0,9 \times 37,2 = 33,48 \text{ cm} \quad \text{et } b_0 = 100 \text{ cm}$$

$$T_u = 72800 < 0,267 \times 33,48 \times 100 \times 22 \times 100 = 1966615,2 \text{ N} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Pas d'influence de l'effort tranchant

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieure:**

$$A \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(72800 - \frac{18200}{0,9 \times 0,372} \right) \times \frac{1,15}{400 \times 100} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,52 \text{ cm}^2 \geq 0,84 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Les armatures en appuis sont suffisantes.

✓ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

Selon les règles B.A.E.L. 91 :

Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_L \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{100}{10}; 1,2 \right)$$

$$\Rightarrow \varnothing_t \leq 1,14 \text{ cm}$$

⇒ On prendra : $\varnothing_t = 8\text{mm}$. → de nuance d'Acier FeE400
 On choisit : → 4T8 → $A_t = 2,01\text{cm}^2$.

Espacement des armatures transversales :

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

Avec :

$$(1) \begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28} K)}{0,9 f_e} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} & [\text{CBA93/A.5.1.2.3}] \\ \delta_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \\ \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \leq 0,4\text{Mpa} & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \end{cases}$$

$$\Rightarrow \delta_t \leq \min(33,48; 20,1)\text{cm} \Rightarrow \delta_t \leq 20,1\text{cm}$$

⇒ On prend : $\delta_t = 20\text{cm}$

VIII.3.6) Ferrailage des poutres :

Charge équivalente :

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitation maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente) .

1/ Poutres principales :

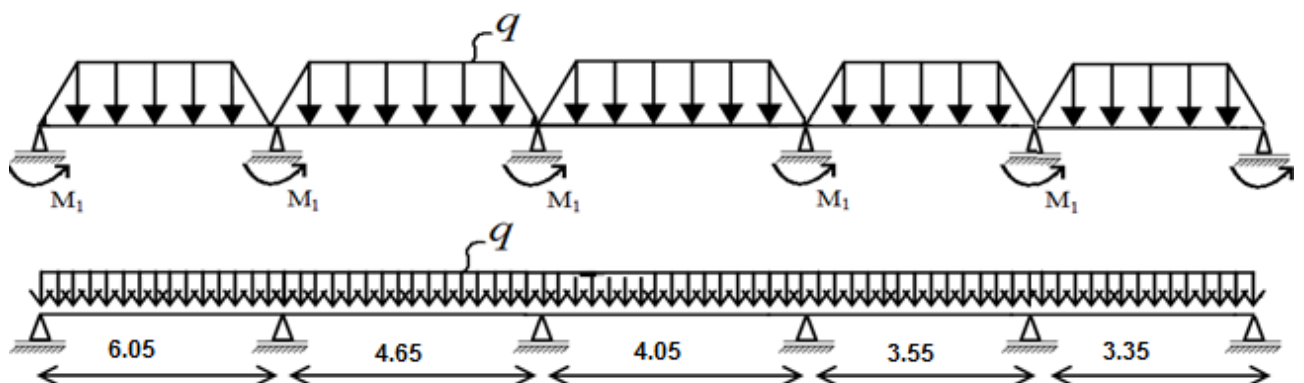


Fig.VIII.13 : Schéma statique de la poutre principale.

2/ Poutres secondaires :

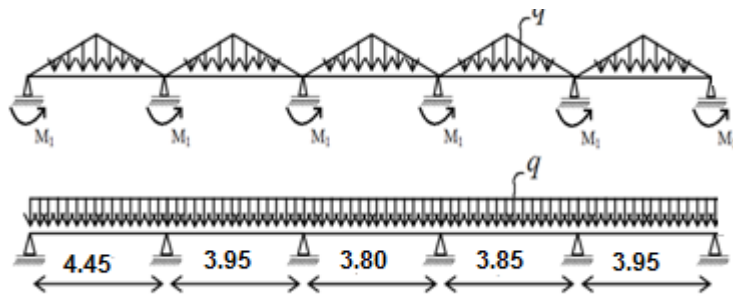


Fig.VIII.14 : Schéma statique de la poutre secondaire.

Disposition des charges pour la poutre la plus défavorable :

Avec :

\bar{q}_1 : charges provenant du radier ;

q_1 : charge équivalente ;

Pour une charge trapézoïdale: $q_1 = \left[\bar{q}_1 \cdot \left(\frac{l_y + (l_y - l_x)}{2} \right) \cdot \frac{l_x}{2} \right] \cdot \frac{2}{l_y}$

Pour une charge triangulaire: $q_1 = \left[\bar{q}_1 \cdot \left(\frac{l_x}{2} \right)^2 \right] \cdot \frac{2}{l_x}$

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel RDM6 suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Tableau VIII.4 :Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres.

Sollicitation	ELU				ELS		
	q^u (KN/ml)	M_a^u (KN.m)	M_t^u (KN.m)	T^u (KN)	q^{ser} (KN/ml)	M_a^{ser} (KN.m)	M_t^{ser} (KN.m)
Poutre principale	370,83	741,80	-376,05	908,46	322,95	646,03	-327,5
Poutre secondaire	287,56	289,12	-175,02	516,66	250,43	251,79	-152,42

❖ **Poutres principales :**

1) **Détermination des armatures longitudinales :**

En travée :

➤ **Etat limite ultime:** $M_t^u = -376,05 \text{ KN.m}$

✓ **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left[d - \frac{h_0}{2} \right] = 12,47 \cdot 110 \cdot 40 \cdot \left[81 - \frac{40}{2} \right] = 3346948 \text{ N.m}$$

$$M_{\max} = 376050 \text{ N.m} < M_T = 3346948 \text{ N.m}$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{376050}{12,47 \times 110 \times 81^2} = 0,042$$

$$\mu = 0,042 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,054$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,978$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{376050}{348 \times 0,978 \times 81} = 13,64 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 30 \times 81 \times \frac{1,92}{400} = 2,68 \text{ cm}^2$$

✓ **Conclusion:**

$$A_{tx} = \max(A_{cal}, A_{\min}) = \max(13,64 ; 2,68) = 13,64 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des Armatures:**

$$6T16+2T14 \rightarrow A = 15,14 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service:** $M_t^s = -327,5 \text{ KN.m}$

✓ **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - h_0) = \frac{110 \cdot 40^2}{2} - 15 \cdot 15,14 \cdot (81 - 40) = 78688,9$$

$H = 78688,9 > 0 \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

✓ **Détermination des contraintes:**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 15,14}{110} = 2,06 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 81 \cdot 2,06 = 333,71 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,06 + \sqrt{(2,06)^2 + 333,71} = 16,32 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{110 \cdot (16,32)^3}{3} + 15 \cdot 15,14 \cdot (81 - 16,32)^2 = 1109452,678 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{327500}{1305605,628} = 0,29$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,29 \cdot 16,32 = 4,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,29 \cdot (81 - 16,32) = 281,358 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 193 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 4,73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 13,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 281,358 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s = 193 \text{ MPa} \end{cases}$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être recalculé à l'ELS.

✓ **Détermination des armatures à l'ELS :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{327500}{193 \cdot 110 \cdot 81^2} = 0,0024$$

$$\mu_1 = 0,0024 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,917 \\ k_1 = 45,24 \end{cases}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k_1} = \frac{193}{45,24} = 4,27 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 13,2 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{327500}{193 \cdot 0,917 \cdot 81} = 22,85 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des Armatures:**

$$8T20 \rightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2$$

En appuis :

➤ **Etat limite ultime:** $M_{au} = 741,80 \text{ KN.m}$

Remarque :

La table de compression se trouve dans la partie tendue ⇒ on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions ($b_0 \times h$).

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{741800}{12,47 \times 30 \times 81^2} = 0,302$$

$$\mu = 0,302 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,463$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,815$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{741800}{348 \times 0,815 \times 81} = 32,29 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 30 \times 81 \times \frac{1,92}{400} = 2,68 \text{ cm}^2$$

✓ **Conclusion:**

$$A_{ax} = \max(A_{cal}; A_{\min}) = \max(32,29 ; 2,68) = 32,29 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des Armatures:**

$$10T16+6T20 \rightarrow A = 38,96 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service:** $M_a^s = 646,03 \text{ KN.m}$

✓ **Détermination des contraintes:**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 38,96}{30} = 19,48 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 81 \cdot 19,48 = 3155,76 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -19,48 + \sqrt{(19,48)^2 + 3155,76} = 39,98 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{30 \cdot (39,98)^3}{3} + 15 \cdot 38,96 \cdot (81 - 39,98)^2 = 1622375,53 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{646030}{1622375,53} = 0,4$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,4 \cdot 39,98 = 16, \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,4 \cdot (81 - 39,98) = 246,12 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 193 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 16 \text{ MPa} > \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 13,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 246,12 \text{ MPa} > \overline{\sigma_s} = 193 \text{ MPa} \end{cases}$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être recalculé à l'ELS.

✓ **Détermination des armatures à l'ELS :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{646030}{193 \cdot 110 \cdot 81^2} = 0,0046$$

$$\mu_1 = 0,0046 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,888 \\ k_1 = 29,64 \end{cases}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{193}{29,64} = 6,51 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 13,2 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{646030}{193 \cdot 0,888 \cdot 81} = 46,54 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des Armatures:**

$$10T20+10T16 \rightarrow A = 51,53 \text{ cm}^2$$

✓ **Armature minimale selon le RPA99/version 2003 :**

$$A_{\min} = 0,005 \times (110 \times 40 + 50 \times 30) = 29,5 \text{ cm}^2$$

✓ **Armature maximale selon le RPA99/version 2003 :**

$$\text{En zone courante : } A_{\max} = 0,04 \times (110 \times 40 + 50 \times 30) = 236 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{\max} = 0,06 \times (110 \times 40 + 50 \times 30) = 354 \text{ cm}^2$$

✓ **Conclusion:**

$$A_{\min} = 29,5 \text{ cm}^2 < A = 25,13 + 51,53 = 76,66 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 354 \text{ cm}^2$$

2) Armatures transversales :

✓ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Selon BAEL91/A.5.1.211 :

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{908460}{100 \cdot 110 \cdot 81} = 1,02 \text{ MPa} < 2,2 \text{ MPa} .$$

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

La section du béton doit vérifier :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9d = 0,9 \times 81 = 78,3 \text{ cm}$ et $b_0 = 30 \text{ cm}$

$$T_u = 908460 < 0,267 \times 78,3 \times 30 \times 22 \times 100 = 1379802,6 \text{ N} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Pas d'influence de l'effort tranchant.

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieure:**

$$A \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(908460 - \frac{376050}{0,9 \times 0,81} \right) \times \frac{1,15}{400 \times 100} = 11,29 \text{ cm}^2 \neq 0$$

$A = 51,53 \text{ cm}^2 > 0 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

\Rightarrow Les armatures en appuis sont suffisantes.

✓ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

Selon les règles B.A.E.L. 91 :

Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varnothing_L \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{90}{35} ; \frac{30}{10} ; 2 \right)$$

$$\varnothing_t \leq 2 \text{ cm}$$

\Rightarrow On prendra : $\varnothing_t = 10\text{mm}$. \rightarrow de nuance d'Acier FeE400

On choisit : $\rightarrow 4\text{T}10 \rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$.

Espacement des armatures transversales :

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28} K)}{0,9 f_e} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} & [\text{CBA93/A.5.1.2.3}] \\ \delta_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \\ \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \leq 0,4 \text{Mpa} & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \end{cases}$$

$$\Rightarrow \delta_t \leq \min(43,46 ; 40 ; 104,67) \text{ cm} \Rightarrow \delta_t \leq 40 \text{ cm}$$

\Rightarrow On prend : $\delta_t = 20\text{cm}$

Selon le RPA99/Version 2003 :

Zone nodale :

$$s \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi \right) = \left(\frac{90}{4} ; 12 \times 1,6 \right) = 19,2\text{cm}$$

$$\Rightarrow s = 19,2\text{cm}$$

Zone courante :

$$s \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} \text{ cm}$$

$$\Rightarrow s = 45\text{cm}$$

$$A_t = 0,003 \times s \times b = 0,003 \times 19,2 \times 30 = 1,73\text{cm}^2$$

✓ **Conclusion :**

On prendra : 4T10 ($A_t = 3,14\text{cm}^2$) espacées de : 25 cm pour la zone courante et 15 cm pour la zone nodale.

Tableau.VIII.5 :Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.

Type des poutres		A_{min} [cm ²] B.A.E.L.	A_{cal} [cm ²]		Barres choisis	A_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
			ELU	ELS				
Poutres principales	Travées	2,68	13,64	22,85	8T20 A=25,13cm ²	T10	25	15
	Appuis	2,68	32,29	46,54	10T20+10T16 A=51,53cm ²			

❖ **Poutre secondaire:**

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales

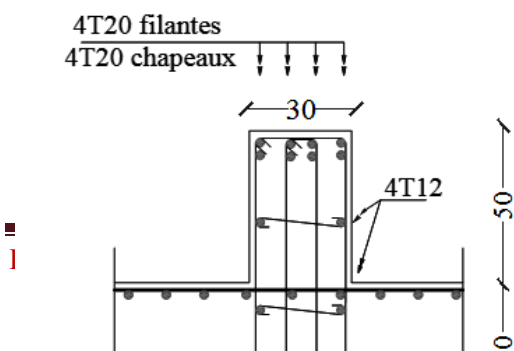
Tableau.VIII.6 :Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.

Type des poutres		A_{min} [cm ²] B.A.E.L.	A_{cal} [cm ²]		Barres choisis	A_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
			ELU	ELS				
Poutres secondaires	Travées	2,68	8,16	11,21	6T16 A=12,06cm ²	T10	25	15
	Appuis	2,68	10,94	18,09	6T20 A=18,85cm ²			

❖ **schéma de ferrailage :**

- **poutres principales:**

En travée



En appuis

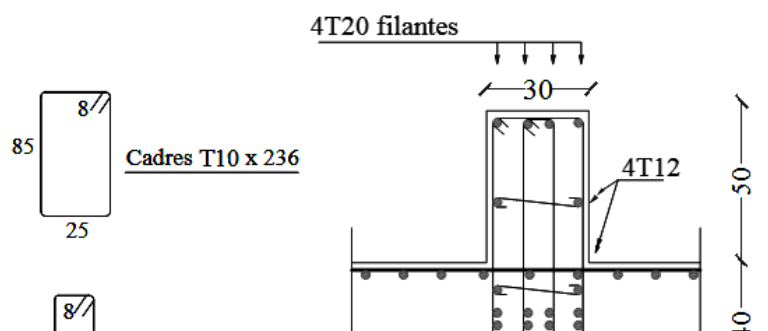
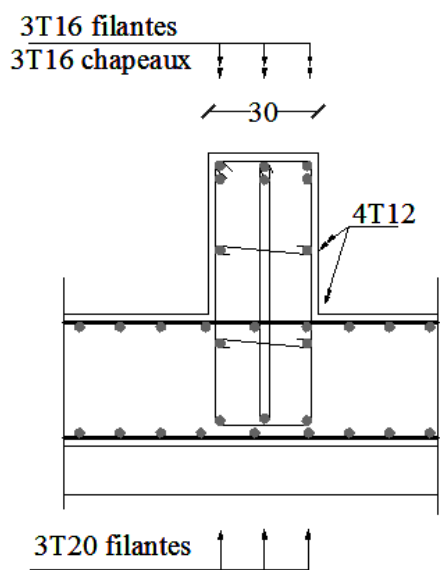


Fig.VIII.15 : schéma de ferrailage des poutres principales

Poutres secondaires:

En travée



En appuis

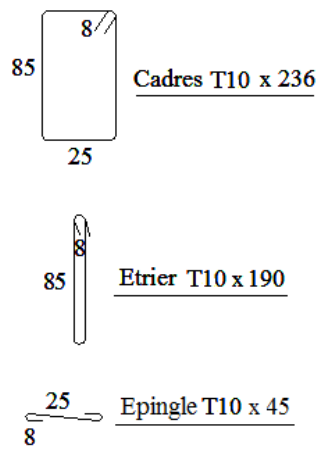
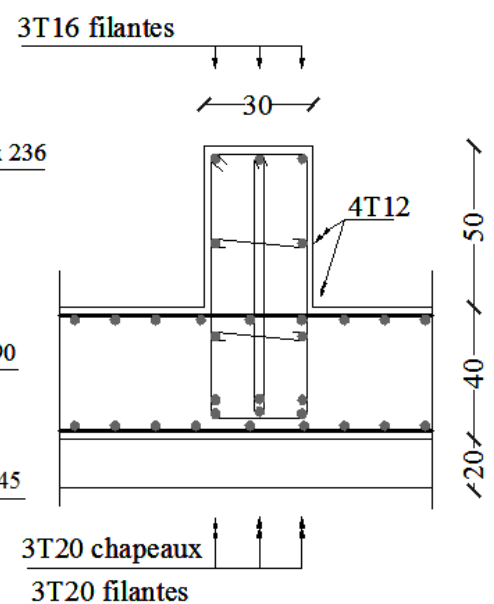


Fig.VIII.16 : schéma de ferrailage des poutres secondaires

VIII-4/ ETUDE DES LONGRINES :

D'après le RPA99/version2003 les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$; Avec:

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au : min (20cm ; 15 Φ).

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- 25cm x 30cm : site de catégorie S2 et S3
- 30cm x 30cm : site de catégorie S4

Dans notre cas on a : $\left. \begin{array}{l} \text{Zone I} \\ \text{Site S3} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 15$

⇒ On prendra une section de (25 x 30)

$$N^u = 1895,70 \text{ KN} \Rightarrow F^u = \frac{1895,70}{15} = 126,38 \text{ KN}$$

$$N^{ser} = 1446,23 \text{ KN} \Rightarrow F^{ser} = \frac{1446,23}{15} = 96,42 \text{ KN}$$

1) Détermination des armatures :

➤ Etat limite ultime :

$$A^u = \frac{F^u}{100 \times \sigma_{10}} \quad \text{Avec : } \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{126380}{100 \times 348} = 3,63 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service:**

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 193 \text{ MPa}$$

$$A^{ser} = \frac{F^{ser}}{100 \times \sigma_{10}} = \frac{96420}{100 \times 193} = 4,99 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = \max(A^u ; A^{ser}) = \max(3,63 ; 4,99)$$

$$\Rightarrow A = 4,99 \text{ cm}^2$$

2) **Choix des armatures :**

$$4\text{T}10 + 2\text{T}14 \longrightarrow A = 6,22 \text{ cm}^2$$

3) **Condition de non fragilité :**

$$B \leq \frac{A \cdot f_e}{f_{t28}} \Rightarrow B = 25 \times 30 = 750 \text{ cm}^2 < \frac{6,22 \times 400}{1,92} = 1295,83 \text{ cm}^2$$

⇒ la section du béton est vérifiée.

4) **schéma de ferrailage :**

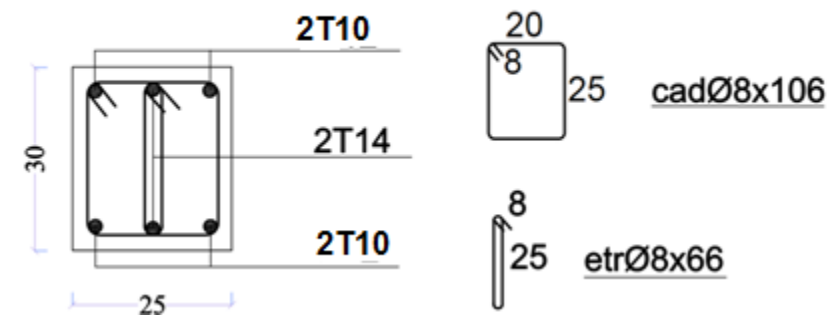


Fig.VIII.17 : schéma de ferrailage de la longrine.

Conclusion Générale

Conclusion

Au cours de cette étude, je pense avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

D'après l'étude que j'ai fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Lors de cette étude, j'ai tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne me permette pas de résoudre tous les problèmes auxquels j'ais été confronté, il a fallu faire appel à mon bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Enfin, le travail que j'ai présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il m'a permis de faire une rétrospective de mes connaissances accumulées pendant mon cursus universitaire.

Bibliographie

- 📖 **BAEL91**(Règle de calcul de béton armé aux états limites) 1991,Collectif, Edition EYROLLES, Paris
- 📖 **DTR B.C.2.2** (Document technique réglementaire) 1988, MELLAK Hachemi, Edition du Centre National de la Recherche Appliquée en Génie Parasismique C.G.S., Alger.
- 📖 **RPA99/version2003**(Règles Parasismiques, D.T.R. BC 2-48),2003,ATTARI, Edition du Centre National de la Recherche Appliquée en Génie Parasismique C.G.S., Alger.
- 📖 **CBA93** (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé) 1993.
- 📖 **5 / Cours Béton armé et Dynamiques des structures : Master I et II.**

Logiciels utilisés :

- 📖 **Word 2013**, Microsoft Office Professionnel.
- 📖 **Exel 2013**, Microsoft Office Professionnel.
- 📖 **Socotec version 1.02.**
- 📖 **RDM 6** (calcul des structures par la méthode des éléments finis).
- 📖 **Autocad 2018.**
- 📖 **Autodesk RobotBat 2017**

