



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic republic of Algeria

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية والمعمارية
Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M/GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Spécialité : structure

Thème

ETUDE D'UNE TOUR
(SOUS-SOL+R.D.C+10 ETAGES) A USAGE MULTIPLE A
SAIDA

Présenté par :

- TAHA KHALED
- TAYEB BEY WALID

Soutenu le /08 / 2020 devant le jury composé de :

Président : Dr. MALIKI Mustapha.

Examineur: Mr. MEHALA Tewfik.

Encadrant : Pr. LAREDJ Nadia.

Année Universitaire : 2019 / 2020

Remerciement

En préambule à ce mémoire nous remercions ALLAH qui nous aide et nous donne la patience et le courage durant ces longues années d'étude.

Ce mémoire n'aurait pas été possible sans l'intervention, consciente, d'un grand nombre de personnes

Nous souhaitant adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.

Ces remerciements vont tout d'abord à Madame Laredj , qui, en tant que Directeurs de mémoire, s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu nous consacrer et sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour..

Mes vifs remerciements sont adressés aux membres de jury, de m'avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer ce travail.

Nous tenant à remercier sincèrement le corps professoral et administratif de la Faculté des Sciences et de Technologies de Mostaganem bien précisément le département de Génie civil, pour la richesse et la qualité de leur enseignement et qui déploient de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée

On n'oublie pas nos parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours encouragées au cours de la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

avant tout À mes chers parents

À ma mère qui n'a cessé de m'encourager

à réussir À mon défunt père

*À mes frères qui ont tout fait pour que j'arrive
jusqu'ici*

À mes sœurs qui ne m'ont jamais laissé tomber

À mes amis

À ma mère patrie la Syrie

À mon deuxième pays l'Algérie

*À mon amie et professeur Rania qui m'a appris le
français*

À Madame Laredj mon encadreur

*À tous mes professeurs qui m'ont aidé pendant mes
études*

À toute la promo de génie civil .

TAHA KHALED

2019-2020

Dédicace

Je dédie ce mémoire

A mes chers parents mon père et ma mère

*Pour leur patience, leur amour, leur soutien et
leurs encouragements.*

A mes frères.

A mes amies et mes camarades.

A mon encadreur Mme Laredj

*Sans oublier tout les professeurs que ce soit du
primaire, du moyen, du secondaire ou de
l'enseignement supérieur.*

TAYEB BEY WALID

2019/2020

SOMMAIRE

1-Introduction et hypothèses de calcul.....	1
1.1- Introduction :	1
1.2- Caractéristiques générales :	1
1.2.1- Caractéristiques géométriques :	1
1.3 Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :	4
1.4 Les sollicitations :.....	4
1.5 Hypothèses de calcul :	4
1.5.1 Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) :	4
1.5.2 Le RPA99/version2003 (Règlements Parasismiques Algériennes)	5
1.6 Les matériaux :	5
1.6.1 Béton :	5
1.6.2 Acier :	8
1.6.2.1 Contrainte limite de l'acier :	8
2. Pré-dimensionnement des éléments résistants	10
2.1- Introduction :	10
2.2- Pré-dimensionnement des poutres:	10
2.2.1 Poutres principales :.....	10
2.2.2 Poutres secondaires :	11
2.3- Pré-dimensionnement des planchers :	11
2.3.1- Plancher à corps creux :	12
2.4- Descente de charges :	12
2.4.1- Plancher terrasse inaccessible :	12
2.4.2- Plancher étage courant :	13
2.5- Pré-dimensionnement des poteaux :	14

2.6- Pré-dimensionnement des voiles :	21
2.6.1- Voiles de contreventement :	21
2.6.2- voiles périphériques :	22
3. Etude des éléments secondaires	23
3.1- Etude des escaliers :	23
3.1.1- Définition :	23
3.1.2- Eléments constitutifs :	23
3.1.3- Escalier:	24
3.1.3.1-Pré-dimensionnement :	25
3.1.3.2- Descente de charges :	26
3.1.3.3- Calcul du ferrailage :	28
3.2- Etude des balcons :	38
3.2.1- Descente de charges :	38
3.2.2- Calcul du ferrailage :	39
3.2.3- Calcul des armatures transversales :	41
3.2.4-Vérification de la flèche :	41
3. 3-Etude de l'acrotère :	44
3.3.1-Définition :	44
3.3.2-Calcul du ferrailage :	44
3.3.3- Détermination des sollicitations :	45
3.3.4- Détermination de la section des armatures :	46
3.3.5-Vérification des contraintes de cisaillement :	50
4. Etude des planchers	51
4.1-Introduction :	51
4.2- Calcul des Plancher à corps creux :	51
4.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles :	52
4.3. Evaluation de la charge :	54

4.4. Méthode de calcul :	55
4.5. Application de la méthode de Caquot pour le plancher :	56
4.8. Vérification de la flèche :	59
5. Etude de l'ascenseur.....	62
5.1 Définition :	62
5.2 Etude de l'ascenseur :	62
5.3 Descente de charges :	64
5.4 Etude du plancher :	67
5.4.1 Vérification de poinçonnement :	67
5.4.2 Calcul des sollicitations :	68
5.4.3 Descente des charges :	71
5.4.4 Calcul des moments due aux charges réparties :	72
5.4.5 Moments totaux sollicitant la dalle machine :	72
5.5 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :	73
5.5.1 Vérification du cisaillement :	77
5.6 Vérification de la flèche :	77
6. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE	78
6.1. Introduction.	78
6.2. Objectif de l'étude dynamique.	78
6.3. Présentation du logiciel de calcul ETABS.	78
6.4. Modélisation.	79
6.4.1. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis.	79
6.4.2. Détermination des fréquences et modes propres.	79
6.5. Modélisation de la structure étudiée.	81
6.5.1. Modélisation de la rigidité.	81
6.5.2. Modélisation de la masse.	81
6.6. Etude sismique.	82

6.6.1. Introduction.	82
6.6.2. Choix de la méthode de calcul.	82
6.6.3. Spectre de réponse de calcul.	84
6.6.4. Résultantes des forces sismiques de calcul.	84
6.6.5. Estimation de la période fondamentale.	85
6.6.6 Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires.....	88
6. 6.7 Vérification de l'effet P-Delta .	91
6.7. Conclusions.	93
7. Etude des portiques	92
7.1 Introduction :	92
7.2 Définitions :	92
7.3- Etude des portiques :	92
7.3.1- Combinaisons d'actions :	92
7.3.2- Etude des poutres :	93
7. 3.3-Etude des poteaux :	103
7. 3.4 Combinaison de charges :	103
8. Etude des voiles	139
8.1 Introduction :	139
8.2 Ferrailage des voiles de contreventement :	139
8.2.1 les armatures verticales :	140
8.2.2 Les Armatures horizontales :	142
8.4-Etude des voiles périphériques :	148
9. Etude des fondations	155
9.1 Introduction :	155
9 .2 calcul des semelles :	155
9 .3 Etude du radier :	156
9. 3 .1 Pré dimensionnement du radier :	156

9.3.2 Détermination des sollicitations :	158
9.3.3 Combinaisons d'actions :	158
9.3.4 Caractéristiques du radier :	158
9.3.5 Vérification des contraintes sous radier :	159
9.3.6 Vérification vis à vis de l'effort de soulèvement :	160
9.4 Ferrailage du radier :	160
9.4.1 Ferrailage de la dalle :	161
9.4.2 Ferrailage des poutres :	166

Liste des figures

Fig1.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.	6
Fig1.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.	7
Fig1.3: diagramme contraintes déformations	9
Fig.2. 1: Section transversale d'une poutre.....	10
Fig. 2.2: coupe transversale d'un plancher à corps creux.	12
Fig 2.3 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible	12
Fig. 2.4 : Coupe transversale du plancher étage courant	13
Fig. 2.5: Schéma de la loi de dégression.....	14
Fig. 2.6: Coupe A-A.....	14
Fig. 2.7: Schéma représentatif d'un étage courant.....	14
Fig 2.8 : Section réduite du béton	15
Fig. 2.9: Surface afférente au poteau le plus sollicité	18
Fig. 2.10: Coupe de voile en élévation	21
Fig. 2.11: Vu en plan des voiles.....	21
Fig 3.1: Les éléments constitutifs d'un escalier	23
Fig.3.2: coupe sur la cage d'escalier	23
Fig 3.3 : Vue en plan de la cage d'escalier	24
Fig 3.4: schéma statique de la paillasse	25
Fig.3.5 : coupe d'escalier	27
Fig 3.6 : Schéma statique de la marche porteuse	28
Fig.3.7 : Section de calcul de la marche	28
Fig.3.8 : Coupe transversale de la marche porteuse.....	29
Fig.3.9 : Dessin de ferrailage de la marche porteuse	30
Fig 3.10 : Section de calcul.....	31

Fig.3.11 : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec palier de repos	31
Fig.3.12: Section de calcul de la paillasse en travée.....	32
Fig.3.13: section de calcul de la paillasse en appuis.....	34
Fig.3.14: Dessin de ferrailage de l'escalier.....	38
Fig.3.15 : Coupe sur balcon.	38
Fig.3.16: Enrobage.....	39
Fig.3.17 : Schéma statique du balcon	39
Fig. 3.18: Section de calcul.....	39
Fig. 3.19 : Coordonnée de centre de gravité	41
Fig. 3.20 : Ferrailage du balcon	43
Fig :3.21 : Dimension de l'acrotère et schéma statique	44
Fig.3.22: Section de calcul.....	46
Fig.3.23.: Position de centre de pression	48
Fig.3.24: ferrailage d'acrotère	50
Fig.4.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux	51
Fig.4.2 : Dimensions des poutrelles.....	52
Fig.4.3: Section de calcul.....	53
Fig :4.4 : Types de poutrelles.....	54
Fig4.5 : Schéma statique d'une poutre continue.....	55
Fig 4.6 : schéma statique de la poutrelle type 2.....	56
Fig 4.7: coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	59
Fig 5.1 : dimensions de l'ascenseur	62
Fig 5.2 : Ascenseur électrique.....	63
Fig 5.3 : Abaque de détermination de suspentes.....	65
Fig 5.4 : Schéma de la surface d'impact.....	67
Fig 5.5 : Schéma pour le calcul des moments dus aux charges localisées.....	69
Fig 5.6 : Panneau de calcul da la dalle.....	69

Fig.5.7: dimensions de panneau de dalle d'ascenseur	71
Fig.7.1: Ferrailage des poutres Principale.	102
Fig.7.2 : Ferrailage des poutres secondaires.	102
Fig.7.3: Sollicitation sur les poteaux.....	103
Fig. 7.4: zone nodale.....	104
Fig 7.5: section de calcul	107
Fig.7.6: Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale	108
Fig.7.7: Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale	111
Fig.7.8: Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale	113
Fig7.9: Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale	116
Fig.7.10: Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale	118
Fig.7.11: Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale	121
Fig 7.12: Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale	124
Fig.7.13: Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale	126
Fig.7.14: Position de N'1 et M1 sur la section transversale	128
Fig.7.15: Position de N'1 et M1 sur la section transversale	129
Fig.7.16: Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale	132
Fig.7.17 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale	134
Fig.7.18: Ferrailage du poteau.....	136
Fig.7.19: Ferrailage des poteaux.....	138
Fig.8. 1: Les sollicitations de calcul d'un voile.	140
Fig.8. 2 : les sections de calcul	140
Fig.8. 3 : disposition des armatures verticales dans les voiles.....	141
Fig.8.4: Section de calcul.....	145
Fig.8. 5: Contrainte du voile	148
Fig.8.6: Panneau de dalle appuie sur 4 coté.....	149
Fig. 8.7: Section de calcul en travée (x-x)	151

Fig. 8.8: Section de calcul en travée (y-y)	152
Fig 8.9 : Ferrailage des voiles	154
Fig. 9.1 : Semelle isolée.....	155
Fig 9.2 : Dimensions et moments fléchissant sur un panneau de dalle.....	156
Fig9 .3 Dimension de la semelle.....	157
Fig 9. 4 : Encrage de la structure.	160
Fig 9.5 : Section de calcul en appui	162
Fig 9.6 : Section de calcul en travée	163
Fig 9.7 :Dessin de ferrailage d'une poutre principale.....	169

Liste des tableaux

Tableau 2.1 : Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges :	13
Tableau 2.2 : Tableaux récapitulatifs des charges et des surcharges.....	17
Tableau 2.3 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux :	19
Tableau 2.4: Tableau récapitulatif de vérification des conditions de RPA99 (V 2003).....	20
Tableau 2.5 : Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.....	20
Tableau 4.1: Evaluation des charges :	54
Tableau 4.2: Ferrailage de la poutrelle.	58
Tableau 5.1 : caractéristiques des câbles.....	66
Tableau 5.2 : Tableau récapitulatif des résultats.....	70
Tableau 5.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales :	72
Tableau 6.1 : Résumé des résultats.....	87
Tableau 6.2 : périodes, modes et facteurs de participation massique.....	88
Tableau 6.3 : Déplacement inter-étage dans le sens 'yy'	90
Tableau 6.4 : Vérification de l'effet P-Delta.....	92
Tableau 7.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants :	94
Tableau 7.2 : tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.	101
Tableau 7.3 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux.....	106
Tableau 7.5: Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux.....	137
Tableau 8.1 : Les sollicitations de calcul du voile.....	142
Tableau 8.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations :	150
Tableau 9.1 : Valeurs des moments M_x et M_y en [KN.m] :	161
Tableau 9.2 : Moments isostatiques des panneaux en appuis et en travée en [KN.m] :	162
Tableau 9.3: Tableau récapitulatif des sollicitations et des sections d'armatures :	167

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

ملخص

قمنا بالدراسة الانشائية والزلزالية لمبنى سكني (R+10) وموقف سيارات في مركز مدينة سعيدة بولاية سعيدة وتم تحديد الخصائص الهندسية للمبنى (طول، عرض، ارتفاع) وتحديد المواد المستخدمة في المشروع من (خرسانة وحديد.. وغيرها) ، وتحديد طلبات الحساب ومجموعات الإجراءات المستخدمة في حساب القوى والأحمال على المبنى، وقمنا بدراسة المشروع في عدة نقاط رئيسية على النحو الآتي:

- دراسة أبعاد العناصر الانشائية مثل (الروافد والأعمدة والبلاطات والجدران الاستنادية)، قمنا بتحديد أبعاد الروافد الرئيسية والثانوية، ودراسة أبعاد الأعمدة في كل طابق، وتحديد سمك البلاطات وأنواعها بلاطات مجوفة وبلاطات صلبة، وتحديد سمك الجدران الاستنادية وفقا للقوانين المفروضة.
- توزيع الأحمال الدائمة والزائدة على الأرضيات أو البلاطات المستخدمة في المشروع (أرضية السطح، أرضيات الطابق الحالي، والأرضيات الصلبة)، وتحديد التسليح حسب القوانين المفروضة.
- دراسة العناصر الثانوية (جدار حافة السطح، الشرفة، المصعد، الدرج) بحيث قمنا بدراسة العناصر وتحديد أبعادها واختيار التسليح حسب القوانين المفروضة.
- الدراسة الزلزالية للمشروع وقمنا باستخدام برنامج ETABS للتحقق من الشروط المفروضة للوصول الى مبنى آمن لا يتأثر بشكل كبير بالقوى الخارجية .
- تحديد تسليح الروافد والأعمدة حسب القوانين المفروضة.
- تحديد تسليح الجدران الاستنادية، والجدران الاستنادية الأرضية.
- تحديد نوع البنية التحتية اذا كانت قاعدة (معزولة، مستمرة) أو بلاطة أرضية عامة، وتحديد الأبعاد واختيار التسليح للأساسات والروافد حسب القوانين المفروضة.

باستخدام القواعد المفروضة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة ((RPA 99 (version 2003) و B.A.E. L91 المعدلة 99))

الكلمات الرئيسية: مبنى ، خرسانة مسلحة ، ETABS ، (RPA 99 (version 2003) ، BAEL91 معدل 99.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (10) étages, implanté à SAIDA Centre dans la wilaya de SAIDA. Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003.

Cette étude se compose d'une description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, le pré dimensionnement de la structure et la descente des charges.

La partie suivante est consacrée aux éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine), puis une étude dynamique de la structure a été entamée par le logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charges sismiques).

Enfin, l'étude et le ferrailage des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) et les fondations seront calculés.

Les règlements utilisés dans cette étude sont le RPA99V2003 et le B.A.E.L91 modifié99 et logiciel de simulation ETABS.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a building for residential use consisting of a basement and a ground floor over (10) floors, located in SAIDE Center in the wilaya of SAIDA. This region is classified in seismic zone I according to the RPA99 version 2003.

This study consists of a general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, the pre-dimensioning of the structure and the descent of the loads.

The next part is devoted to secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab), then a dynamic study of the structure was started by the ETABS software in order to determine the different stresses due to loads (loads , operating and earthquake loads).

Finally, the study and the reinforcement of the resistant elements of the structure (posts, beams, sails, general raft) and the foundations will be calculated.

The regulations used in this study are the RPA99V2003 and the modified B.A.E.L9199 and simulation software ETABS.

Keywords: Building, Reinforced concrete, ETABS, RPA99 modified 2003, BAEL91 modified 99.

INTRODUCTION GENERALE

- Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans quelques grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique et transport.
- L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce travail qui m'a été confié. Notre travail vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années d'ingénierie à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. L'ouvrage en question est un bâtiment de R + 10 + 1 sous sols à usage d'habitation et commercial, présentant une irrégularité en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques). Le travail a été partagé en deux parties principales :
 1. La première partie réservée à la superstructure, qui contient :
 - Des généralités ; -Pré-dimensionnement des éléments ; -Etude des éléments secondaires ; - Etude dynamique ; -Etude des éléments structuraux.
 2. La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure : -Etude des fondations.
- L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).
- Chaque étude de projet du bâtiment a comme buts :
 - La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
 - Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
 - Confort.
 - Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation constitue plusieurs avantages tels que :

- L'économique, car il est moins coûteux par rapport aux autres matériaux tels que la charpente en bois ou métallique.
- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Introduction et hypothèses de calcul

1.1- Introduction :

L'objet du travail présenté dans ce mémoire consiste à dimensionner les éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment de sous- sols, un rez-de-chaussée et 10 étages et de vérifier l'ensemble des sollicitations vis-à-vis de la réglementation appliquée en vigueur.

Dont le sous-sol est réservé à un parking, le RDC à usage commercial et le reste des étages sont à usage d'habitation.

L'ouvrage est implanté à SAIDA (centre de SAIDA) qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99 (version 2003) (zone I).

Le calcul du bâtiment ainsi que les différentes actions produites par les différentes combinaisons de charges sont modélisés par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel Autodesk ETABS. Les résultats obtenus ont été utilisés au pré dimensionnement et au calcul des armatures.

1.2- Caractéristiques générales :

1.2.1- Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

Dimension en hauteur :

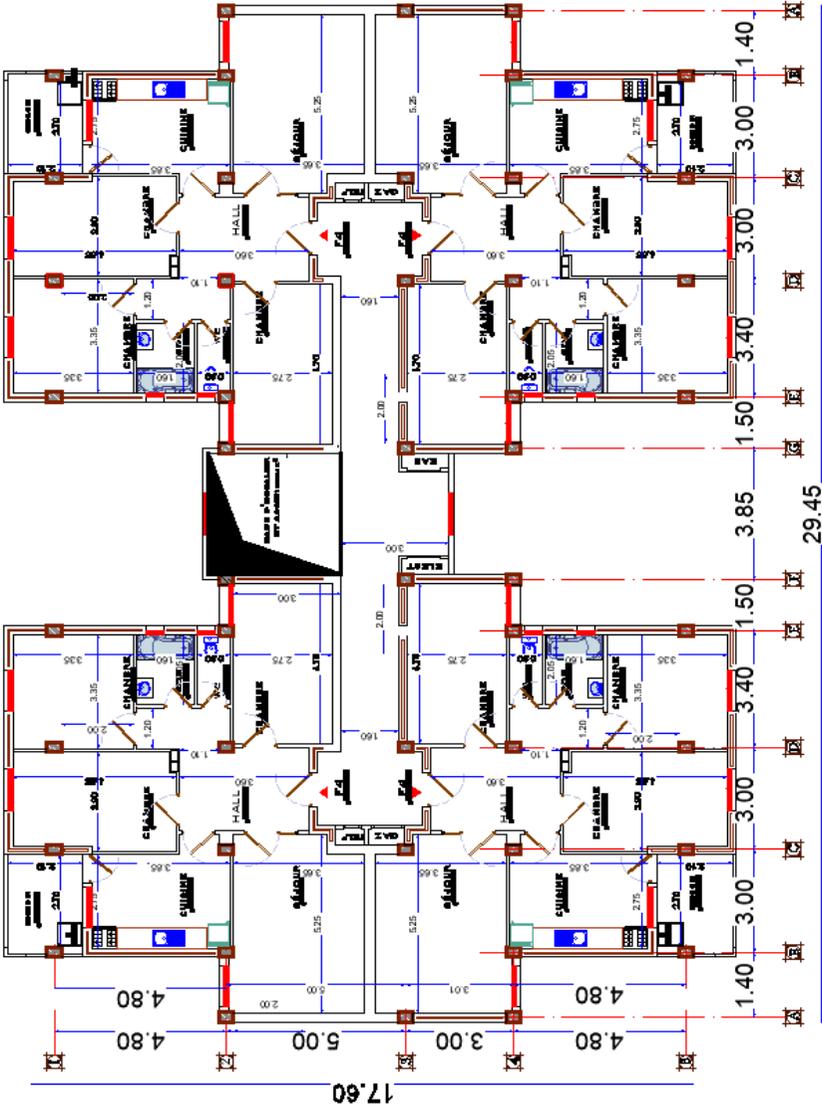
- La hauteur de niveau sous- sol et RDC est : 3.23 m.
- La hauteur du 1^{er} au 10^{ème} étage est : 3.06 m.
- La hauteur totale du bâtiment est : 37.06 m.

Dimension en plan :

- La longueur totale du bâtiment en plan est : 29.45m.
- La largeur totale du bâtiment en plan est : 17.60 m.



FACADE PRINCIPALE



VUE EN PLAN

Conception de la structure :**Ossature de l'ouvrage :**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales ; donc d'après (RPA 99 version 2003) le système de contreventement du bâtiment est un système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction.

Le bâtiment est réalisé en ossature poteaux-poutres, renforcé par murs voiles sur la totalité de la hauteur de la superstructure. Des murs voiles périphériques sont aussi prévus pour la partie infrastructure.

- Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue deux types :

Des planchers en corps creux pour l'ensemble des étages et cela pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;

Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;

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

Une économie du coût du coffrage.

- Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un seul palier inter étage.

- Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (15cm et 10cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

- Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les plancher.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

- Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

- **L'ascenseur :**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

1.3 Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :

Les règles de calcul B.A.E. L91 sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé dont le béton mis en œuvre est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égal à 350kg/m³.

1.4 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (efforts normal et effort tranchant) et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions obtenus grâce à des méthodes appropriées.

D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un modèle élastique et linéaire. On emploie les procédés de la mécanique des structures à partir des combinaisons d'actions. Pour la détermination des inconnues hyperstatiques, on prend en compte la section totale de béton seul, les pièces sont supposées non fissurées et sans armatures.

1.5 Hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

1.5.1 Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

a. Etats limites ultimes (**ELU**) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction :

- Equilibre statique.
- Résistance des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

b. Etats limites de service (ELS) : constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $n=15$).

1.5.2 Le RPA99/version2003 (Règlements Parasismiques Algériennes) : c'est le code de calcul sismique.

1.6 Les matériaux :

Pour pouvoir dimensionner des éléments en béton armé, il est indispensable de connaître le comportement des matériaux acier et béton et d'être capable de le modéliser.

1.6.1 Béton :

- Le béton est un mélange complexe avec des proportions de granulats et des liants. (ciment) malaxé avec de l'eau pour obtenir une pâte maniable.

Béton = ciment + gravier + sable + l'eau de gâchage.

- Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites dans le BAEL , et tous les règlement applicables en Algérie
- ciment utilisé CPJ (dosage 350 kg / m³)
- Sable 400 litres / m³ (DS ≤ 0,5 mm)
- gravier 800 litres m³ (Dg ≤ 25 mm)
- l'eau de gâchage 160 à 180 litres / m³
- La résistance caractéristique du béton à la compression est de 20 MPa ($f_{c28} = 20$ MPa)

- La résistance du même béton à la traction est donnée par la formule :

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 1.8 \text{ MPa}$$

- **Contraintes limites :**

1 -à l'ELU : est notée σ_{bc} tel que : $\sigma_{bc} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28}$

Avec : $\theta = 1$ en général.

$\gamma_b = 1,15$ en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.

- Pour $\gamma_b = 1,5$ et $f_{c28} = 20Mpa \rightarrow \sigma_{bc} = 11.33Mpa$
- Pour $\gamma_b = 1,15$ et $f_{c28} = 20Mpa \rightarrow \sigma_{bc} = 14.78Mpa$

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

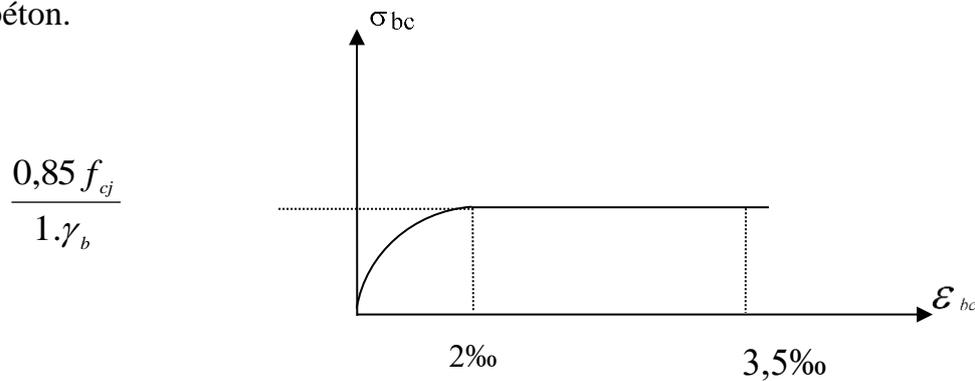


Figure 1.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

2 - à **ELS** : est donnée par $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 12\text{MPa}$

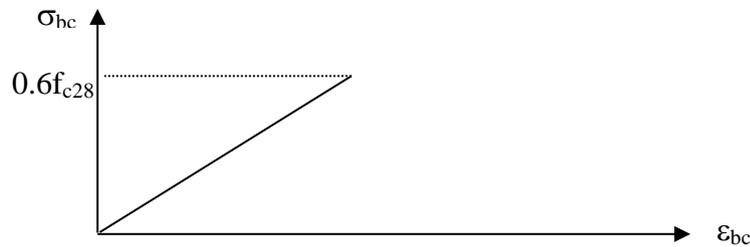


Figure 1.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

♦ La contrainte ultime de cisaillement :

Pour des armatures transversales droites :

- En fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\}$
- En fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left\{0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\}$
- Contrainte admissible du béton est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 12\text{MPa}$
- Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

- 1- Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}} \quad \text{D'où : } E_{i28} = 2985,86\text{MPa}$$

- 2- Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a : $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = 10043,35\text{Mpa}$

Coefficient de Poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "ν". Conformément au règlement **BAEL 91** :

à l'**ELU** : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'**ELS** : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

1.6.2 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On utilise 3 types d'aciers :

- 1^{eme} type : aciers à haut adhérence (HA).

De nuance $f_e E400$ et dont la limite élastique est :

$f_e=400\text{Mpa}$ (pour les armatures longitudinales).

- 2^{eme} type : Ronds lisses (RL).

De nuance $f_e E235$ et dont la limite élastique est :

$f_e=235\text{Mpa}$ (pour les armatures transversales).

- 3^{eme} type : Treillis soudées (TS). $\Phi 5$

1.6.2.1 Contrainte limite de l'acier :

- Contrainte à ELU

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ε_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\varepsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s=1.15$ en cas de situations durables ou transitoires

$\gamma_s=1.00$ en cas de situations accidentelles.

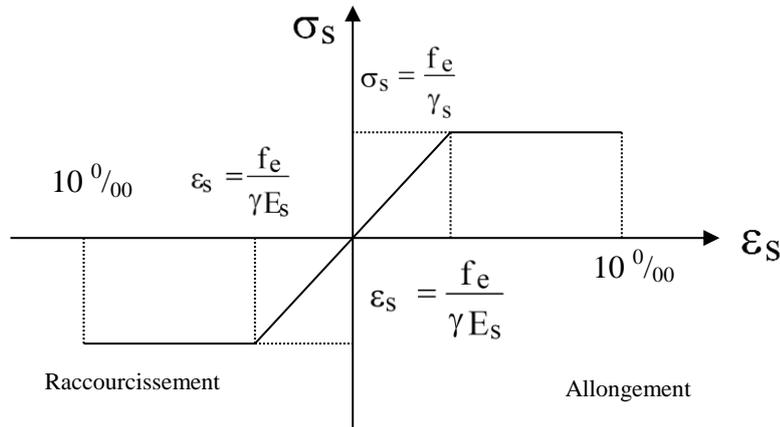


Figure 1.3: diagramme contraintes déformations

- Contrainte à ELS

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- 1- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- 2- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right\}$
- 3- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right\}$

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

Module de Young : $E_s = cste = 2.10^5 MPa$

Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec : n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

2. Pré-dimensionnement des éléments résistants de la structure

2.1- Introduction :

Ce chapitre est consacré d'abord au pré dimensionnement des éléments des planchers à corps creux et des dalles pleines. Il permet ainsi la détermination de la hauteur totale de chaque plancher, en vue d'évaluer les sollicitations dues aux charges permanentes et d'exploitation qui serviront par la suite à la détermination des dimensions transversales des planchers, des poutres principales, des poutres secondaires et des poteaux et des voiles.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature doit être conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

2.2- Pré-dimensionnement des poutres:

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges verticales ramenés par les planchers. Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par le **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99 version2003**.

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

❖ Critère de flèche :

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

L : Longueur de la poutre ;

h : Hauteur totale de la poutre et

b : Largeur de la poutre.

❖ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b \geq 20\text{cm}$;
- $h \geq 30\text{cm}$ et
- $\frac{h}{b} \leq 4$.

2.2.1 Poutres principales :

$L_{\max} = 500\text{ cm}$.

$$\begin{aligned} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} &\Rightarrow \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \\ &\Rightarrow 33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm} \end{aligned}$$

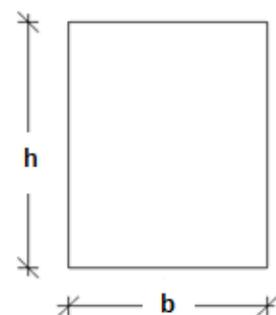


Fig.2. 1: Section transversale d'une poutre

On prendra : **b=30cm ; h=40cm**

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
 - $h=40\text{cm} \geq 30\text{cm}$
 - $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$
- } \Rightarrow Conditions

2.2.2 Poutres secondaires :

1. $L_{\max} = 385\text{cm}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10}$$

$$\Rightarrow 25.6\text{cm} \leq h \leq 38.5\text{cm}$$

On prendra : **b=30cm ; h=30cm**

2. $L_{\max} = 490\text{cm}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10}$$

$$\Rightarrow 32.6\text{cm} \leq h \leq 49.0\text{cm}$$

On prendra : **b=30cm ; h=35cm**

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
 - $h=30\text{cm} \geq 30\text{cm} ; h=35\text{cm} \geq 30\text{cm}$
 - $\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1.00 \leq 4 ; \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4$
- } \Rightarrow Conditions vérifiées
- On adoptera les dimensions suivantes :

(30x 40) cm² pour les poutres principales.

(30x 30) cm² pour les poutres secondaires type 1

(30x 35) cm² pour les poutres secondaires type 2

2.3- Pré-dimensionnement des planchers :

On distingue un seul type de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux

2.3.1- Plancher à corps creux :

Plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression et de corps creux, on utilise des planchers à corps creux (corps creux utilisé comme coffrage perdu) qui sont économiques et présentent une bonne isolation thermique et acoustique. (Voir fig.2.2.)

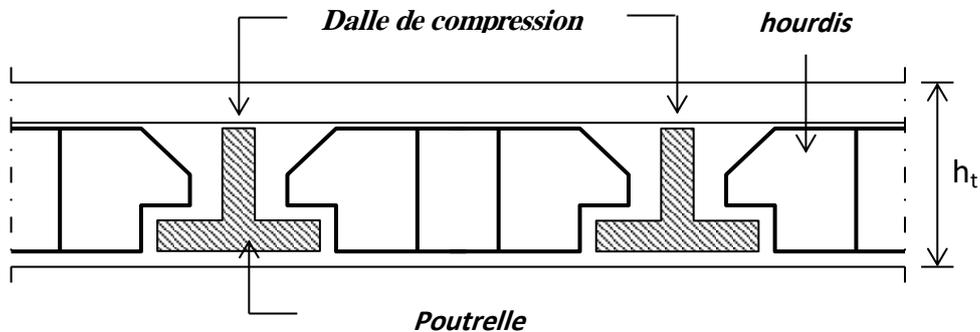


Fig. 2.2: coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec :

h_t : Epaisseur totale du plancher.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

$(h-h_0)$: Epaisseur du corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad [\text{BAEL91 / 7.6.8, 424}]$$

Avec : L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutelle.

On a : $L_{\max} = (440-30) \text{ cm} = 410 \text{ cm}$

$L = 410 \text{ cm} \Rightarrow 16.40 \text{ cm} \leq h_t \leq 20.5 \text{ cm} \Rightarrow$ On prendra : $h_t = (16+4) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$.

2.4- Descente de charges :

2.4.1- Plancher terrasse inaccessible :

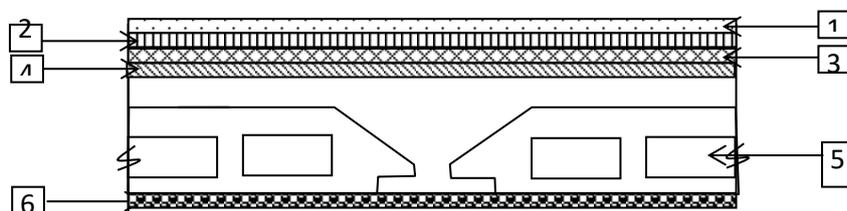


Fig 2.3 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible

➤ **Charges permanentes :**

1- Gravier roulé de protection (15/25) 0.05 x 2000	1.00 KN/m ²
2- Etanchéité multicouche (2cm)	0.12 KN/m ²
3- Forme de pente en béton (h _{moy} =10. cm) 0.10 x 2200	2.20KN/m ²
5- Corps creux + dalle de compression (16 +4) cm	2.80 KN/m ²
6- Enduit au ciment	0.30KN/m ²
	G= 6.42KN/m²

➤ **Surcharge d'exploitation :** Terrasse inaccessible ⇒ **Q = 100 daN/m².**

2.4.2- Plancher étage courant :

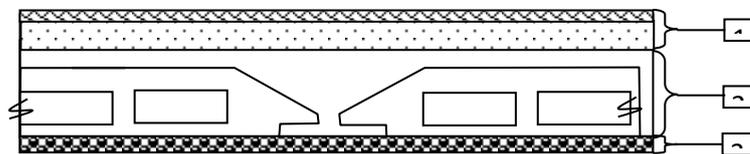


Fig. 2.4 : Coupe transversale du plancher étage courant

➤ **Charges permanentes :**

1- Carrelage+sable+mortier de pose(5cm)	1.14 KN/m ²
2- Dalle à Corps creux (16+4) cm.....	2.80 KN/m ²
3- Enduit au ciment	0.30 KN/m ²
4- Cloisons légères (10cm).....	1.00 KN/m ²

➤ **Surcharge d'exploitation :** Locaux à usage d'habitation ⇒ **Q = 150 daN/m².** **G= 5.24 KN/m²**

Tableau 2.1 : Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges :

Charges		G	Q	q_u=1.35G+1.5Q	q_{ser}=G+Q	Bonde	q_u=q_u×e	q_s=q_{ser}×e
Niveau	Destinations	[daN/m ²]	[daN/m ²]	[daN/m ²]	[daN/m ²]	(b) [cm]	[daN/m _L]	[daN/m _L]
Plancher terrasse	Inaccessible	642	100	1016.7	742	0.6	610.02	445.2
1^{ère} → 10^{ème} étage	Habitation	524	150	932.4	674	0.6	559.44	317.2
R.D.C	Commerce	524	500	1457.4	1024	0.6	874.44	614.4

2.5- Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression.

- Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

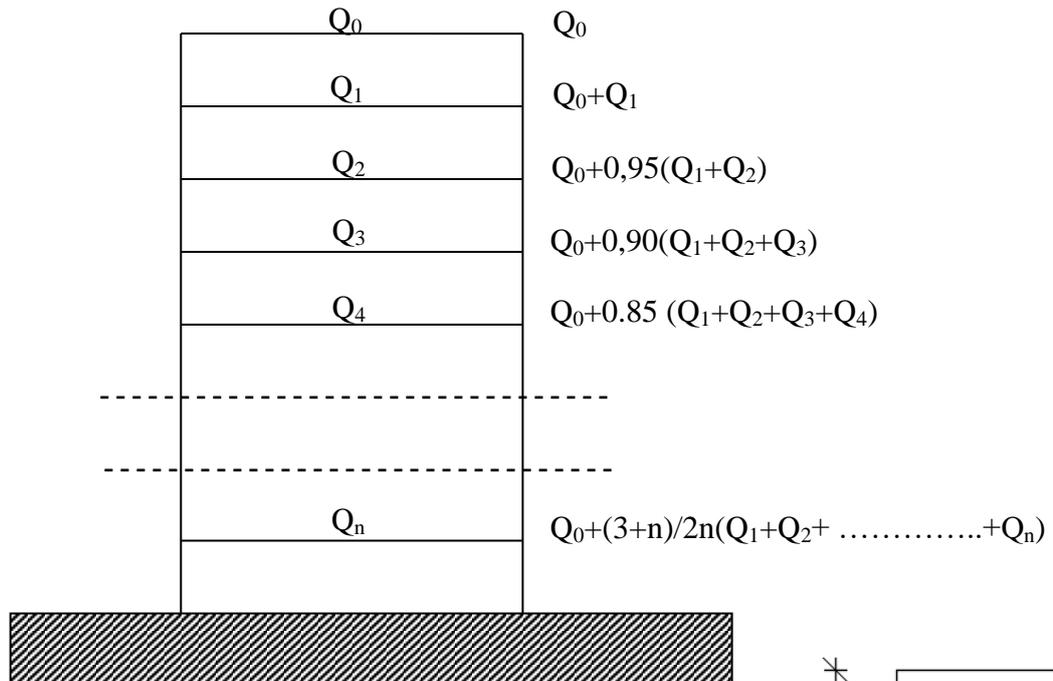


Fig. 2.5: Schéma de la loi de dégression

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$
 ➤ Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a;b)} \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{zone I} \\ \text{Min (a;b)} \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4. \end{array} \right.$$

Avec :

h_e : hauteur libre de l'étage.

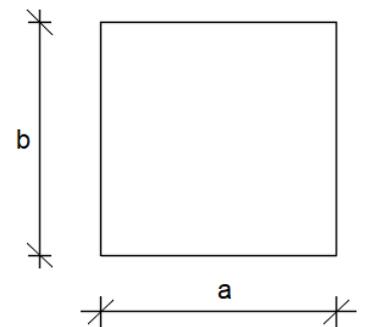


Fig. 2.6: Coupe A-A

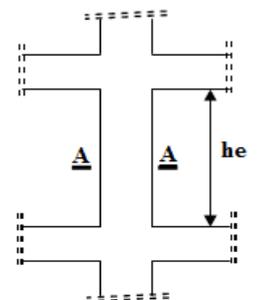


Fig. 2.7: Schéma représentatif d'un étage courant

D'après les règles BAEL91: la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{\text{rés.th}} \leq (Br \times \sigma_b + A \times \sigma_s)$$

Br : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$Br = (a - 2) (b - 2). \quad a \text{ et } b : \text{ en [cm].}$$

La résistance du béton comprimé : $\sigma_{bc} = 11.33 \text{ Mpa}$

$$\lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$$

Pour :

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

Avec :

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

$$N_u \geq \alpha \left[(Br \times fc_{28}) / (0.9 \times \gamma_b) + (A \cdot fe / \gamma_s) \right]$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5 ;

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15 ;

fe : Nuance de l'acier (limite élastique ; fe = 400 MPa);

A : Section de l'armature à mettre en place et

α : Coefficient dépendant de l'élanement λ

➤ La formule générale donne :

$$Br \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{Br} \right) \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \right]} \dots\dots\dots (*)$$

On prend : $\frac{A}{Br} = 1\% = \frac{1}{100}$ [BAEL91]

- σ_s : Contrainte de l'acier ; $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

- σ_b : Résistance de calcul du béton : $\sigma_b = 0.85 \times \frac{fc_{28}}{\gamma_b} = 11.33 \text{ Mpa}$

Suivant les règles BAEL91 : pour un poteau rectangulaire (a ≤ b), il est préférable de prendre λ ≤ 35

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (*), on trouve

$$Br \geq \frac{1.2 N_u}{\left[\frac{11.33}{0.9} + 0.85 \left(\frac{1}{100} \right) \frac{400}{1.15} \right] \times 10} = 0.0077 N_u \quad \longrightarrow \quad Br \geq 0.0077 N_u$$

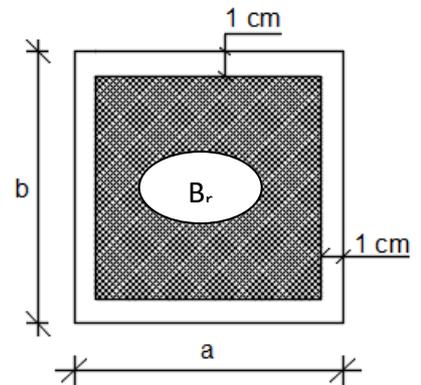


Fig 2.8 : Section réduite du béton

On peut tirer « a » et « b » sachant que : $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ en $[\text{cm}^2]$; D'après le critère de résistance, on a :

$$P_u = 1.35N_g + 1.5N_q$$

Avec : N_g : Effort normal dus aux charges permanentes.

N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$N_u = 1.15 \times P_u$ D'après les règles BAEL91

On va faire le dimensionnement en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on prend : $a=b \Rightarrow (a \times a)$ en $[\text{cm}^2]$.

➤ Condition de flambement :

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad ; \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } B = a \times b. \quad [\text{BAEL91 / B.8.4.1}]$$

Avec : L^f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration de la section du béton.

I : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

B : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :

$$L^f = 0.7 \times L^0 \quad ; \text{ avec } L^0 : \text{Longueur libre du poteau.}$$

- Charges et surcharges :

Tableau 2.2 : Tableaux récapitulatifs des charges et des surcharges

NIVEAU	G [daN/m ²]	Q [daN/m ²] (loi de dégression)
Haut 10 ^{ème} étage	642	100
Haut 9 ^{ème} étage	1166	250
Haut 8 ^{ème} étage	1690	385
Haut 7 ^{ème} étage	2214	505
Haut 6 ^{ème} étage	2738	610
Haut 5 ^{ème} étage	3262	700
Haut 4 ^{ème} étage	3786	775
Haut 3 ^{ème} étage	4310	850
Haut 2 ^{ème} étage	4834	925
Haut 1 ^{er} étage	5358	1000
Haut RDC	5882	1075
Haut sous-sol	6406	1372.72
Fondation		

- **Exemple de calcul :**

La surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = (5.00/2 + 3.00/2) \times (4.90/2 + 3.00/2) = \mathbf{15.80 \text{ m}^2}$$

Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{\text{pp1}} = 2500 \times 0.30 \times 0.40 = \mathbf{300 \text{ daN/mL}}$$

$$P_{\text{ps1}} = (2500 \times 0.30 \times 0.30) + (2500 \times 0.30 \times 0.3) = \mathbf{487.5 \text{ daN/mL}}$$

La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{\text{aff}} = (5.00/2 + 3.00/2) = \mathbf{4.00 \text{ m}}$$

- La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{\text{aff}} = (4.90/2 + 3.00/2) = \mathbf{3.95 \text{ m}}$$

- Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = P_{\text{pp}} + P_{\text{ps}} = (300 \times 4.00 + 487.5 \times 3.95) \Rightarrow P_t = \mathbf{3125.625 \text{ daN}}$$

$$N_p = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec : } n = \text{Nombre de plancher}$$

$$N_p = 1.35 \times 3125.625 \times 12 \Rightarrow N_p = \mathbf{50635.125 \text{ daN}}$$

• Poids propre des planchers :

$$G_{\text{cumulé}} = 6406 \mathbf{\text{ daN/m}^2}$$

$$Q_{\text{cumulé}} = 1372.72 \mathbf{\text{ daN/m}^2}$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35 \times G_{\text{cumulé}} + 1.5 \times Q_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1.35 \times 6406) + (1.5 \times 1372.72)] \times 15.80 \Rightarrow N_{\text{plancher}} = \mathbf{169173.444 \text{ daN}}$$

$$N_u = 1.15 \times P_u = 1.15 (N_{\text{plancher}} + N_p) = 1.15 (169173.44 + 50635.125) \Rightarrow N_u = \mathbf{252779.85 \text{ daN}}$$

$$Br \geq 0.00772 N_u \Rightarrow Br \geq 1951.46$$

$$\text{, alors : } a=b \geq \sqrt{(1951.46)} + 2 \square \mathbf{a_{adopté} = 44.19 \text{ cm}}$$

La Section de poteau au niveau RDC est : $\mathbf{(45 \times 45) \text{ cm}^2}$.

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \text{ (zone I)}$
- $\text{Min}(a, b) \geq (h_e/20)$
- $(1/4) < (a/b) < 4$

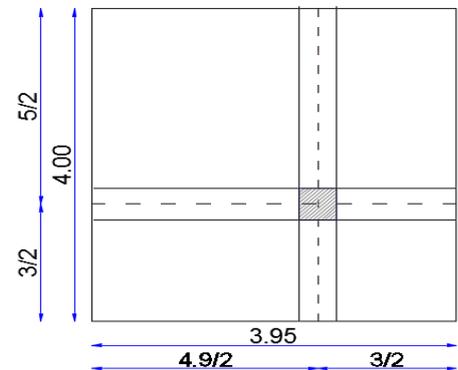


Fig. 2.9: Surface afférente au poteau le plus sollicité

Tableau 2.3 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux :

Niveau	Surf	Nq Etage	NqxSaff	1,5xNq Cum	Ng	NgxSaff	PP Cum	PS Cum	1,35*(pp+ps+Ng) Cum	Pu=1,35g +1,5q	Nu=1,15Pu	Br=0,00772x Nu	a	A	B
Terrasse	15,8	100	1580	2370	642	10143,6	1470	888,75	16878,17	19248,17	22135,40	170,89	13,07	35	35
9,0	15,8	250	3950	5925	1166	18422,8	2940	1777,5	31239,41	37164,41	42739,07	329,95	18,16	35	35
8,0	15,8	385	6083	9124,5	1690	26702	4410	2666,25	45600,64	54725,14	62933,91	485,85	22,04	35	35
7,0	15,8	505	7979	11968,5	2214	34981,2	5880	3555	59961,87	71930,37	82719,93	638,60	25,27	35	35
6,0	15,8	610	9638	14457	2738	43260,4	7350	4443,75	74323,10	88780,10	102097,12	788,19	28,07	40	40
5,0	15,8	700	11060	16590	3262	51539,6	8820	5332,5	88684,34	105274,34	121065,49	934,63	30,57	40	40
4,0	15,8	775	12245	18367,5	3786	59818,8	10290	6221,25	103045,57	121413,07	139625,03	1077,91	32,83	40	40
3,0	15,8	850	13430	20145	4310	68098	11760	7110	117406,80	137551,80	158184,57	1221,18	34,95	40	40
2,0	15,8	925	14615	21922,5	4834	76377,2	13230	7998,75	131768,03	153690,53	176744,11	1364,46	36,94	45	45
1,0	15,8	1000	15800	23700	5358	84656,4	14700	8887,5	146129,27	169829,27	195303,65	1507,74	38,83	45	45
RDC	15,8	1075	16985	25477,5	5882	92935,6	16170	9776,25	160490,50	185968,00	213863,20	1651,02	40,63	45	45
SS	15,8	1372,72	21688,97	32533,464	6406	101214,8	17640	10665	174851,73	207385,19	238492,97	1841,16	42,91	45	45

Tableau 2.4: Tableau récapitulatif de vérification des conditions de RPA99 (V 2003)

Niveaux	Poteaux	Condition (1)	He/20	Condition (2)	a/b	Condition (3)
		Min(a,b)≥25		Min(a,b)≥he/20		1/4<a/b<4
Haut 10ème étage → Haut 7ème étage	35x35	Vérifiée	15,3	Vérifiée	1	Vérifiée
Haut 6ème étage → Haut 3ère étage	40x40	Vérifiée	15,3	Vérifiée	1	Vérifiée
Haut 2ème étage → Haut 1er étage	45x45	Vérifiée	15,3	Vérifiée	1	Vérifiée
Haut RDC → Haut sous-sol	45x45	Vérifiée	16,15	Vérifiée	1	Vérifiée

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

➤ Vérification du Condition de flambement :

Tableau 2.5 : Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement

b	h	Niveaux	Poteaux	L0 (cm)	Lf	I	B	i	λ	λ≤35
35	35	Haut 10ème étage → Haut 7ème étage	35x35	306	214,2	125052,08	1225	10,10	21,20	C V
40	40	Haut 6ème étage → Haut 3ère étage	40x40	306	214,2	213333,33	1600	11,55	18,55	C V
45	45	Haut 2ème étage → Haut 1er étage	45x45	306	214,2	341718,75	2025	12,99	16,49	C V
45	45	Haut RDC → Haut sous sol	45x45	323	226,1	341718,75	2025	12,99	17,41	C V

2.6- Pré-dimensionnement des voiles :

2.6.1- Voiles de contreventement :

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé doit être justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003), les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux.

Dans l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003) ; l'épaisseur minimale est de 15 cm ; de plus cette épaisseur être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées sur la figure ci- dessous :

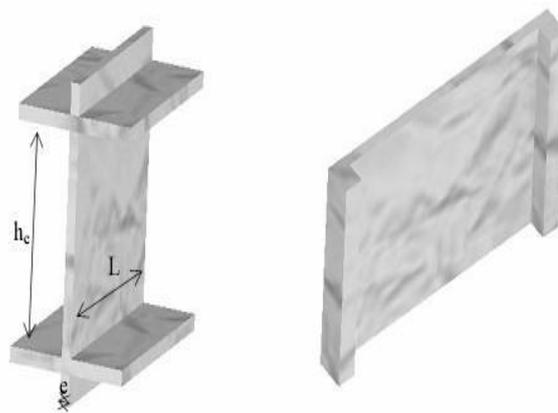


Fig. 2.10: Coupe de voile en élévation

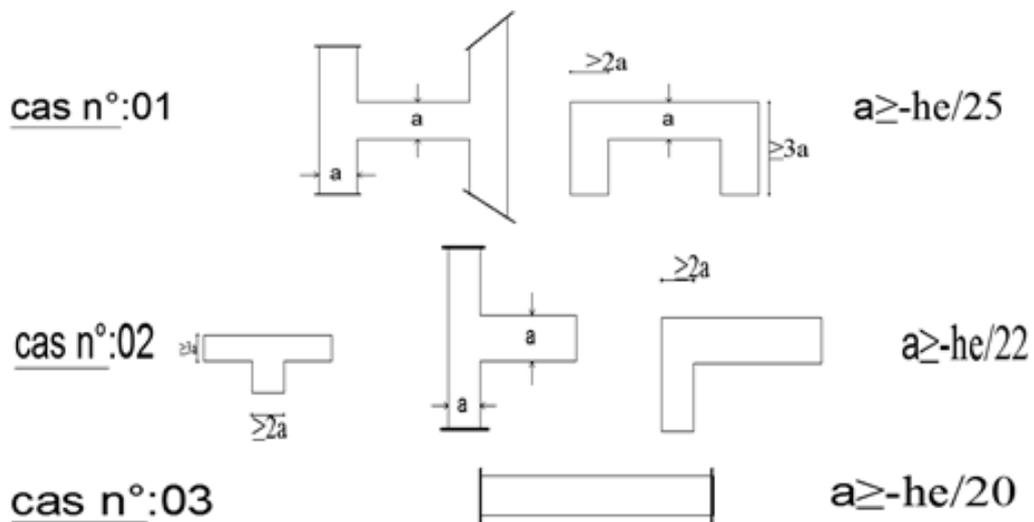


Fig. 2.11: Vue en plan des voiles

- **Remarque :**

Les deux premiers cas ne sont pas recommandés dans notre construction, c'est le troisième cas qu'est utilisé.

L'épaisseur de voile est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad e \leq \frac{L}{4} \\ \bullet \quad e \geq \frac{h_e}{20} \end{array} \right.$$

Avec :

L : Largeur du voile correspondant à la portée minimale.

e : Epaisseur du voile.

h_e : Hauteur libre d'étage.

- Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \quad e \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \\ \bullet \quad e \geq \frac{306-40}{20} = 13.30 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

On prendra : **e= 20cm.**

2.6.2- voiles périphériques :

Selon le RPA 99 (version 2003), l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e. [**Article 7.7.1**]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad e_{\min} = 15 \text{ cm et} \\ \bullet \quad a \geq \frac{h_e}{20} \end{array} \right.$$

$$h_e = h - h_d$$

$$h_e = 323 - 16 = 307 \text{ cm (hauteur libre du sous sol)}$$

$$a \geq \frac{307}{20} = 15.35 \text{ cm}$$

Donc on adopte un voile d'épaisseur : **e= 20 cm.**

3. Etude des éléments secondaires

3.1- Etude des escaliers :

3.1.1- Définition :

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.

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

3.1.2- Eléments constitutifs :

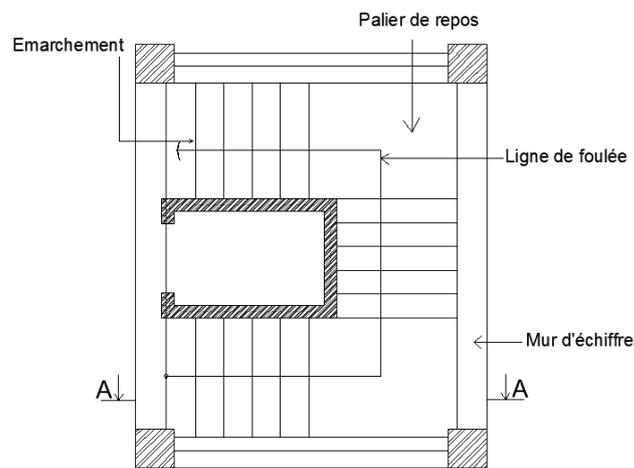


Fig 3.1: Les éléments constitutifs d'un escalier

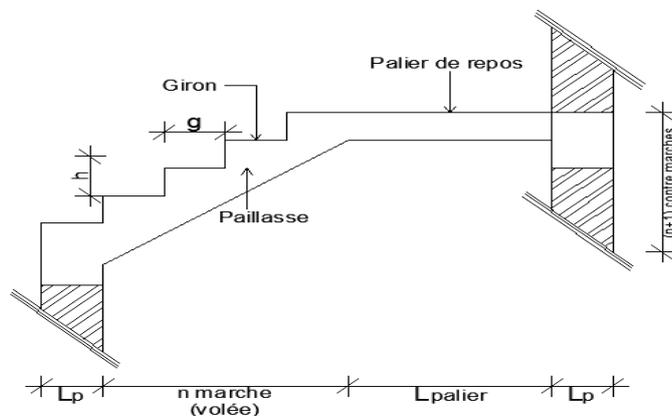


Fig.3.2: coupe sur la cage d'escalier

- ❖ **Emmarchement** : La longueur de la marche ;
- ❖ **g** : Giron (largueur d'une marche) ;
- ❖ **h** : Hauteur d'une marche ;
- ❖ **Mur d'échiffre** : La mur qui limite l'escalier ;
- ❖ **Paillasse** : La plafond qui monte sous les marches ;
- ❖ **Contre-marche** : La partie verticale d'une marche ;
- ❖ **Le jour** : L'espace entre deux volées en projection horizontale ;
- ❖ **Le collet** : Le bord qui limite l'escalier du côté du jour ;
- ❖ **Ligne de foulée** : La courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du côté de jour);
- ❖ **Volée** : Suite de marche (avec 19 marches au maximum) ;
- ❖ **Palier de repos** : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et
- ❖ **Palier d'arrivée** : Palier d'étage.

Dans notre projet, on a : Escalier à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires.

3.1.3- Escalier:

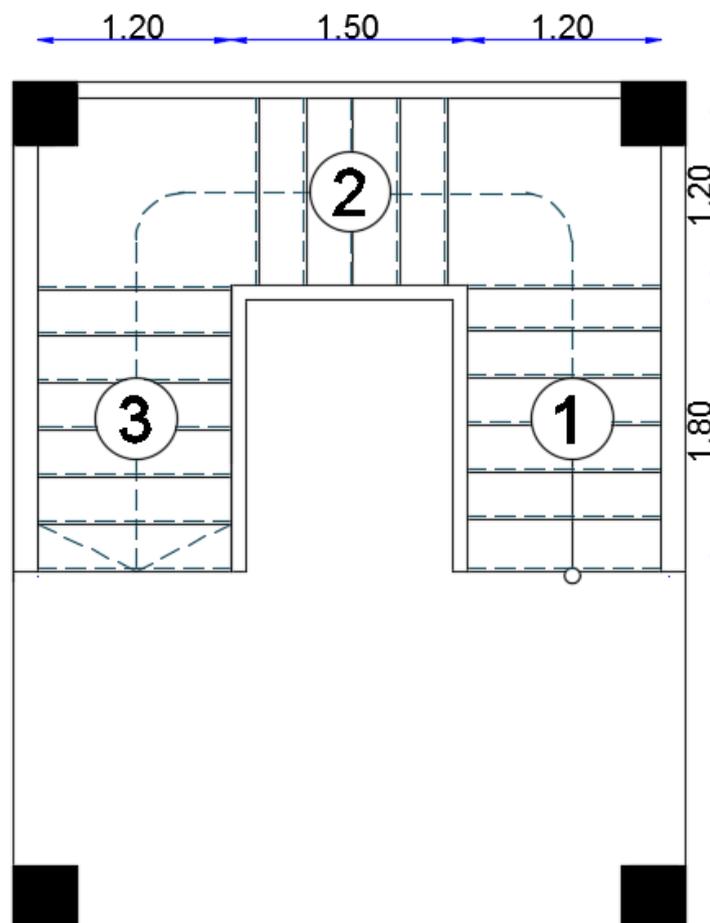


Fig 3.3 : Vue en plan de la cage d'escalier

3.1.3.1-Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :

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

$$h = 17 \text{ cm} ; g = 30 \text{ cm}.$$

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{323}{17} = 19 \quad \text{Contre marches ; } N_c: \text{ nombre des contre marches.}$$

On aura 19 contre marches :(N=07 contre marches par volées (1),(3) et N=05 contre marches par volée (2)).

$n = N - 1 = 7 - 1 = 06$ marches par volées (1) et (3).

$n = N - 1 = 5 - 1 = 04$ marches par volées (2).

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

- **La longueur de la paillasse :**

$$L' = \frac{h \times n}{\sin \alpha} = \frac{0.17 \times 6}{\sin 29,54} = \frac{1.02}{0.49} \Rightarrow L' = 2.07$$

$$L_{\text{pai}} = L' + L_{\text{palier}} = 2.07 + 1.20 = 3.27 \text{ m}.$$

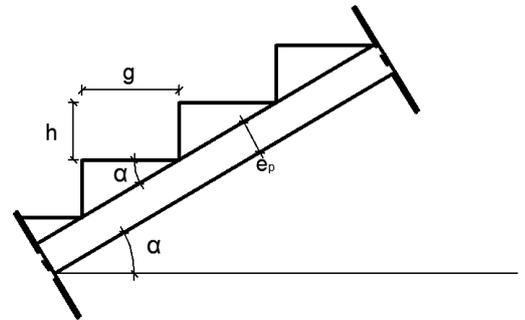


Fig 3.4: schéma statique de la paillasse

Epaisseur de la paillasse: (paillasse porteuse)

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L_{\text{pai}}}{30} < e_p < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{327}{30} < e_p < \frac{327}{20}$$

D'où : $e_{p1} = (10.9 ; 16.35) \text{ cm}$; on prend : **$e_{p1} = 15 \text{ cm}$** .

➤ Volée (2) :

Escalier a marche porteuse : **$e_{p2} = 06 \text{ cm}$** .

- ❖ **Conclusion :**

On a deux types de schéma statique :

- **1^{er} type :** Escalier à paillasse avec un seul palier s'appuyant sur les éléments de résistance.
- **2^{ème} type :** Escalier à marche porteuses, les marches sont mono encasté dans une poutre brisé.

3.1.3.2- Descente de charges :

- **1^{er} type :** (Escalier à paillasse avec un seul palier)

1- Charge permanentes des escaliers :**1. Paillasse porteuse :**

Revêtement de sol 2 cm =	0.40	KN/M ²
Mortier de pose 2 cm =	0.40	KN/M ²
Lit de sable 2 cm =	0.34	KN/M ²
Revêtement vertical (104xh/g) =	0.59	KN/M ²
Poids des marches (2200/h/2) =	1.87	KN/M ²
Poids propre de la paillasse (2500x ep ₁ /cos α) =)	4.30	KN/M ²
Enduit au ciment (18x1.5/ cos α) = fsd	0.31	KN/M ²
TOTAL CHARGE =	8.21	KN/M ²

- Surcharge d'exploitation :

- Locaux à usage d'habitation ou bureau ⇒ **Q₁ = 250 daN/m².**

a- Combinaisons fondamentales :

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

$$q_1^u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 821 + 1.5 \times 250 = 1483.35 \text{ daN/m}^2.$$

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

$$q_1^{\text{ser}} = G_1 + Q_1 = 821 + 250 = 1071 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_1^u = q_1^u \times 1.00 = 1483.35 \times 1.00 = 1483.35 \text{ daN/m}_L.$$

$$\bar{q}_1^{\text{ser}} = q_1^{\text{ser}} \times 1.00 = 1071 \times 1.00 = 1071 \text{ daN/m}_L.$$

2- Palier :

Revêtement de sol 2 cm =	0.40	KN/M ²
Mortier de pose 2 cm =	0.40	KN/M ²
Lit de sable 2 cm =	0.34	KN/M ²
Poids propre du palier (2500x ep ₁) =)	3.80	KN/M ²
Enduit au ciment (18x1.5) = fsd	0.27	KN/M ²
TOTAL CHARGE =	5.21	KN/M ²

Surcharge d'exploitation :

- Locaux à usage d'habitation ou bureau ⇒ **Q₁ = 250=250 daN/m².**

Combinaisons fondamentales :

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

$$q_2^u = 1.35G_2 + 1.5Q = 1.35 \times 521 + 1.5 \times 250 = 1078.35 \text{ daN/m}^2.$$

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

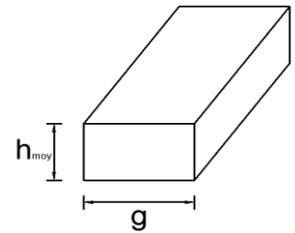
$$q_2^{\text{ser}} = G_2 + Q = 521 + 250 = 771 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_2^u = q_2^u \times 1.00 = 1078.35 \times 1.00 = 1078.35 \text{ daN/m}_L.$$

$$\bar{q}_2^{ser} = q_2^{ser} \times 1.00 = 771 \times 1.00 = 771 \text{ daN/m}_L.$$

➤ **2^{ème} type :** (Escalier à marches porteuses)



3- Marche porteuse :

- Calcul de h_{moy} :

$$h_{moy} = \frac{z_1 + z_2}{2} = \frac{2z_1 + h}{2}$$

$$z_1 = \frac{e_{p2}}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos(29.54^\circ)} = 6.90 \text{ cm}$$

$$h_{moy} = \frac{2 \times 6.9 + 17}{2} = 15.4 \text{ cm}$$

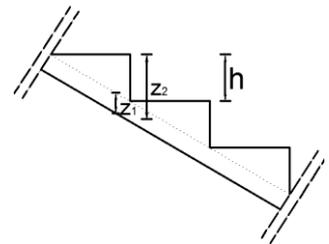


Fig.3.5 : coupe d'escalier

a- Charges permanentes :

- 1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) (114xg).....34.20daN/m²
- 2- Revêtement vertical (114xh) 64.06daN/m²
- 3- Poids propre de la marche ($h_{moy}=15.4\text{cm}$)18.7daN/m²
- 4- Poids propre de la paillasse43.103 daN/m²

G= 160.06 daN/m²

b- Surcharge d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau ⇒ **$Q_1 = 250 \times 0.3 = 75 \text{ daN/m}^2$** .

c- Combinaisons fondamentales:

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\bar{q}_3^u = 1.35G_3 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 160.06 + 1.5 \times 75 = 328.59 \text{ daN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\bar{q}_3^{ser} = G_3 + Q_1 = 160.06 + 75 = 235.06 \text{ daN/m}_L.$$

3.1.3.3- Calcul du ferrailage :

A. Marches porteuses :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

$$\bar{q}_3^u = 328.59 \text{ daN/m}_L$$

$$M_u = -\frac{q_3^u \cdot L^2}{2} = -\frac{348.86 \times 1.50^2}{2} = -369.66 \text{ daN.m}$$

$$Q_{3u} = 328.59 \text{ daN/m}_L$$

$$Q_{3s} = 235.06 \text{ daN/m}_L$$

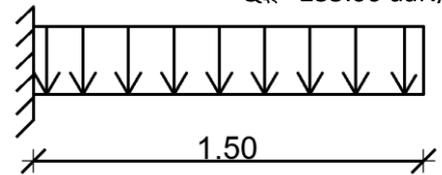


Fig 3.6 : Schéma statique de la marche

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3696.6}{11.33 \times 30 \times (13.4)^2} = 0.061$$

$$\mu = 0.061 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.079$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.969$$

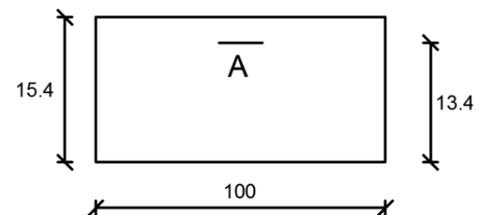


Fig.3.7 : Section de calcul de la marche

- Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3696.6}{348 \times 0.969 \times 13.4} = 0.88 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 30 \times 13.4 \times \frac{1.8}{400} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_L = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 0.88 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$2T10 \longrightarrow A = 1.57 \text{ cm}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\bar{q}_3^{ser} = 235.06 \text{ daN/m}_L$$

$$M_{ser} = -\frac{\bar{q}_3^{ser} \cdot L^2}{2} = -\frac{235.06 \times 1.5^2}{2} = -264.44 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{369.66}{264.44} = 1,39$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 > \alpha = 0,033 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28}$$

❖ Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

} \Rightarrow les armatures calculées à

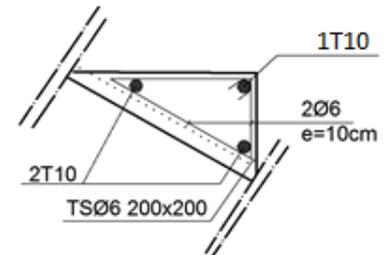


Fig.3.8 : Coupe transversale de la marche porteuse

❖ Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{max} = \overline{q_3^u} \cdot L' = 328.59 \times 1.50 = 492.88 \text{ daN}$$

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

Avec : $T_u \stackrel{?}{\leq} 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$

$$a = 0.9d = 0.9 \times 13.4 = 12.06\text{cm}$$

$$T_u = 4928.8 \text{ N} \leq 0.267 \times 12.06 \times 30 \times 20 \times 100 = 193201.2 \text{ N.}$$

\Rightarrow L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inferieurs :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_L = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(4928.8 - \frac{3696.6}{0.9 \times 13.4} \right) \cdot 10^{-2} = 0.13 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur A_L inferieure.

b. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{4928.8}{(30 \times 13.4) \times 100} = 0.12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.67 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.67 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

c. Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{t\min}\right)$$

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{15.4}{35}; \frac{30}{10}; 1\right) = 0.44 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 \Rightarrow

$$A_t = 2\phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

d. Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple) et} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 12.06\text{cm}$$

❖

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b \cdot \sin \alpha} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 30 \times 1} = 10.97 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \geq \frac{A_t}{b \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot K}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot 0.8 \cdot f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.56 \times 0.8 \times 235}{30 \times (0.12 - 0.3 \times 1.8)} = -8.36\text{cm} \quad \rightarrow \text{ Valeur rejetée.}$$

Conclusion :

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 10.97 \text{ cm}$$

On adopte : $\delta_t = 10\text{cm}$

Paillasse porteuse:

- Schéma statique:

➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

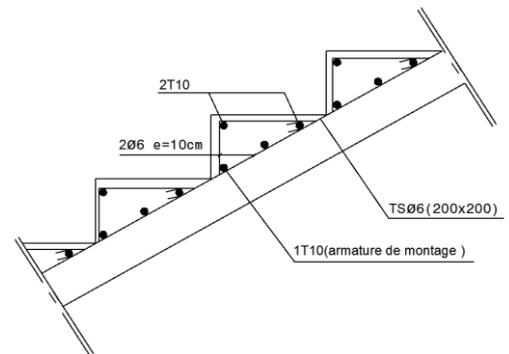


Fig.3.9 : Dessin de ferrailage de la marche porteuse

- Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 2210.40 daN$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 1940.26 daN$$

Section 1-1 :

$$0 \leq x \leq 2.1m$$

$$T(x) = q_{u2} \cdot x - R_B$$

$$T(x) = 1078.35x - 1940.26$$

$$M(x) = R_B \cdot x - q_{u2} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 1940.26 \cdot x - 1078.35 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0m \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -1940.26 daN \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 2.10m \Rightarrow \begin{cases} T(2.1) = -324.27 daN \\ M(2.1) = 1696.78 daN.m \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 1078.35x - 1940.26 = 0 \Rightarrow x_m = \frac{1940.26}{1075.35} = 1.8m$$

$$M''_{max} = M(1.8m) = 1745.54 daN.m$$

❖ Moment en appuis :

$$M''_a = -0.2M''_{max} = -349.10 daN.m$$

❖ Moment en travée :

$$M''_t = 0.8M''_{max} = 1396.43 daN.m$$

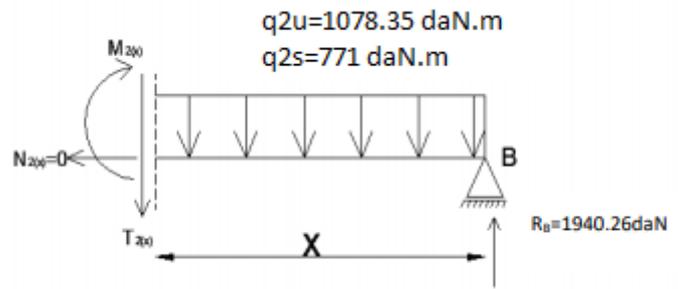


Fig 3.10 : Section de calcul

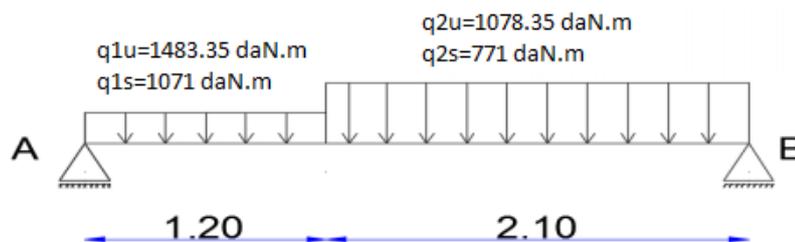


Fig.3.11 : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec palier de repos

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

- Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 1405.34 daN$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 1219.25 daN$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2.1m$

$$T(x) = q_{s2} \cdot x - R_B$$

$$T(x) = 771 \cdot x - 1219.25$$

$$M(x) = R_B \cdot x - q_{s2} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 1219.25 \cdot x - 771 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0m \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -1219.25 daN \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 2.1m \Rightarrow \begin{cases} T(2.1) = 399.85 daN \\ M(2.1) = -86.03 daN.m \end{cases}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 771 \cdot x_m - 1219.25 = 0 \Rightarrow x_m = 1.58m$$

$$M_{\max}^{ser} = M(1.58) = 964.05 daN.m$$

Moment en appuis :

$$M_a^{ser} = -0.2 M_{\max} = -192.81 daN.m$$

❖ Moment en travée :

$$M_t^{ser} = 0.8 M_{\max} = 771.24 daN.m$$

Calcul du ferrailage :

A. En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

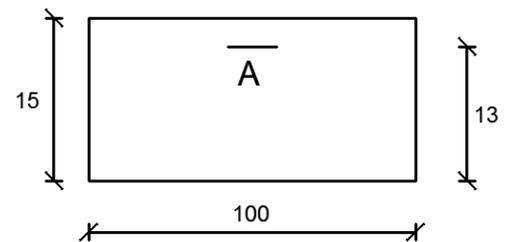


Fig.3.12: Section de calcul de la paillasse en travée

$$M_t^u = 1396.43 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1369643}{11.33 \times 100 \times (13)^2} = 0.073$$

$$\mu = 0.073 < \mu = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.095$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.962$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{139643}{348 \times 0.962 \times 13} = 3.12 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{1.8}{400} = 1.35 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 3.12 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4\text{T}10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{\text{ser}} = 751.74 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{1396.43}{771.24} = 1.81$$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 > \alpha = 0.130 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12\text{MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$
- (Aucune vérification pour (σ_s))

- Armatures de répartition :

$$A'_r \geq \frac{A_r}{4} = \frac{3.12}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / m_L$$

- ❖ Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

B. En appuis :

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

$$M_a^u = -349.10 \text{ daN} \cdot m$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3491}{11.33 \times 100 \times (13)^2} = 0.018$$

$$\mu = 0.018 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.023$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.991$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3491.0}{348 \times 0.991 \times 13} = 0.78 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \max(A_a; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.20 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$(T14 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

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

$$M_a^{ser} = -192.81 \text{ daN} \cdot m$$

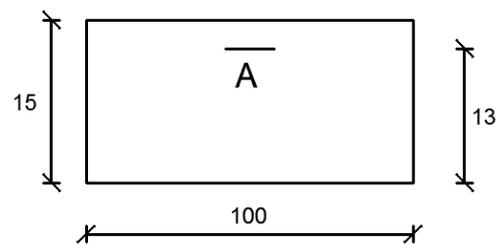


Fig.3.13: section de calcul de la paillasse en appuis

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{349.10}{192.81} = 1.81$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 > \alpha = 0.032 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

❖ Armatures de répartition :

$$A_r^a \geq \frac{Aa}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.80 \text{ cm}^2 / m_L$$

❖ Choix des armatures :

4T10/m_L → A = 3.14 cm²/m_L
 (T10 → e = 25cm).

Remarque :

Pour des raisons pratique en prendra un espacement de e=20cm

C. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 1405.34 \text{ daN}$$

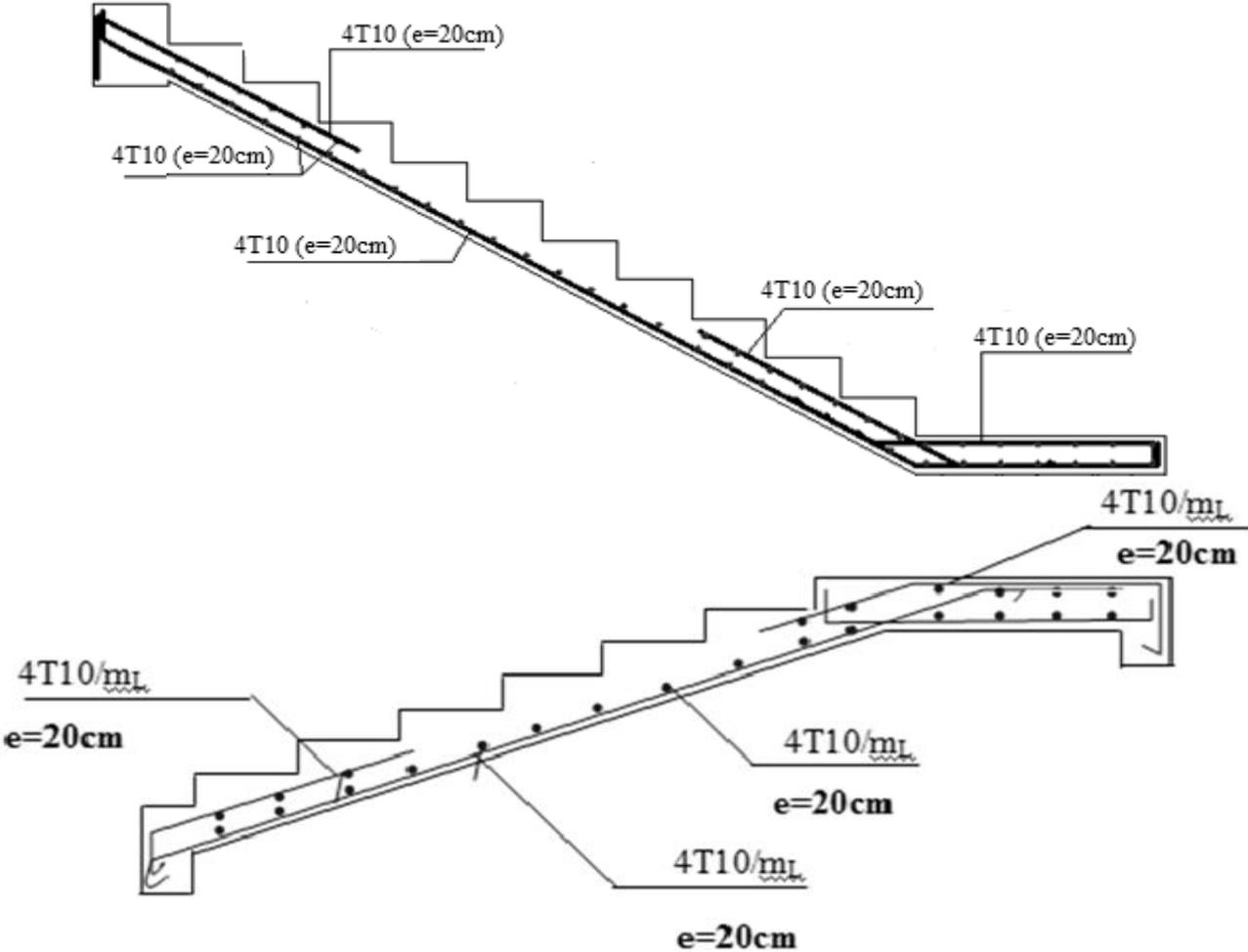
$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b \times d} = \frac{14053.4}{100 \times 13 \times 100} = 0.108 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.167 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1 \text{ MPa}$$

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- $$\left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Dessin du ferrailage :



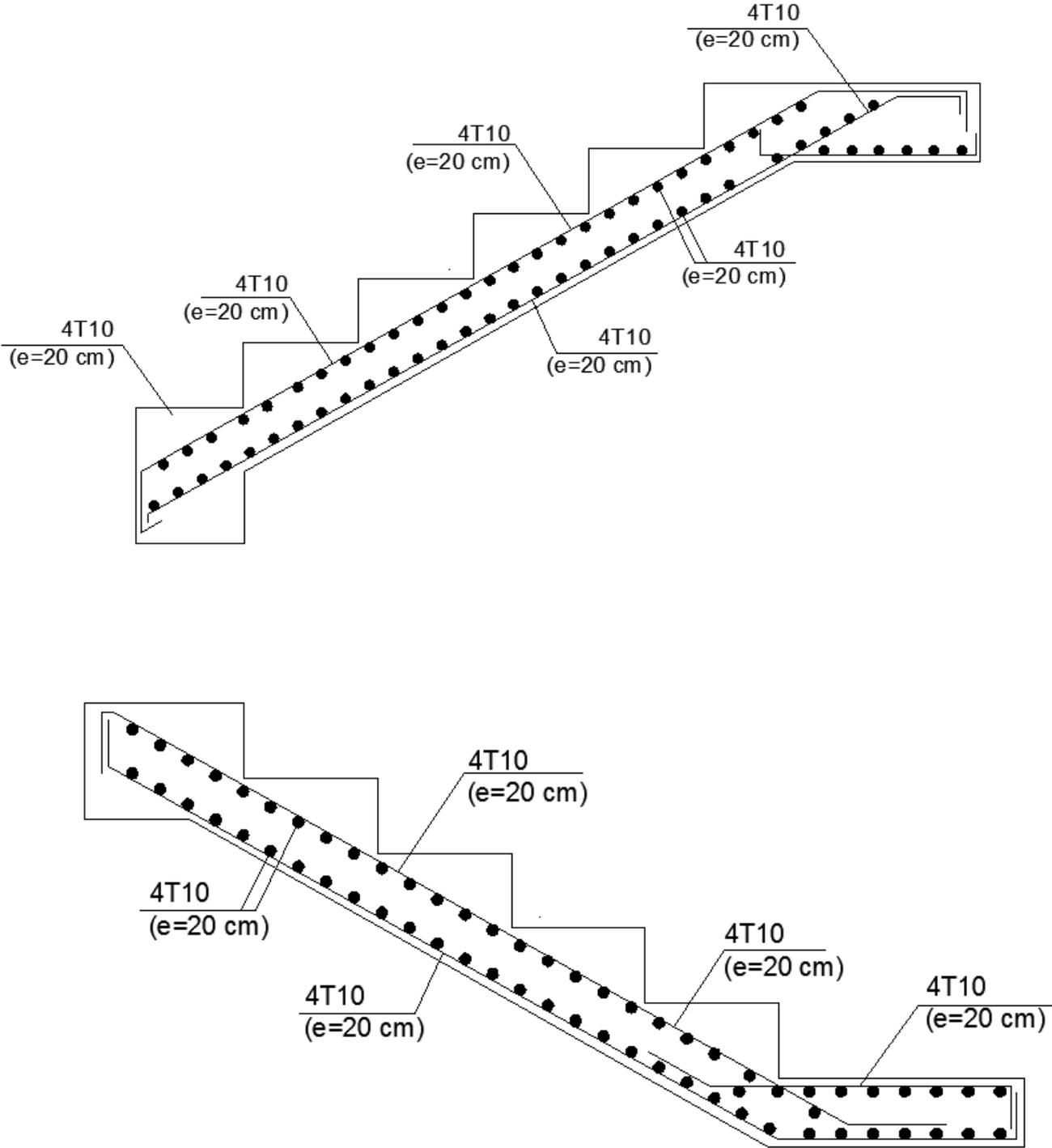


Fig.3.14: Dessin de ferrailage de l'escalier

3.2- Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « Q » et une charge permanente concentrée à l'extrémité due au garde du corps « P »

Dans notre structure ; on a un seul type de balcon :

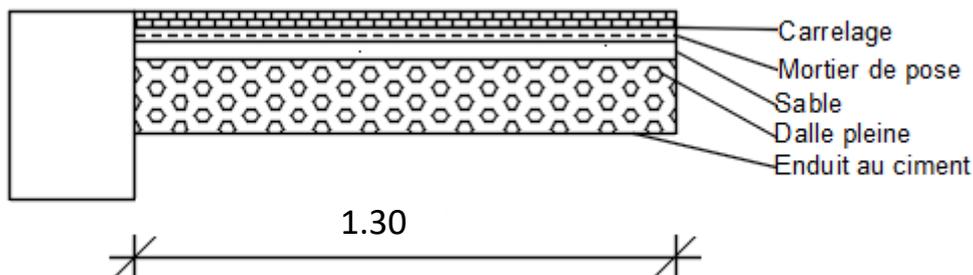


Fig.3.15 : Coupe sur balcon.

3.2.1- Descente de charges :

- Epaisseur du balcon :
 - 1- Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$
 - 2- Condition de rigidité :

$$\frac{L_{\max}}{20} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{15} \Rightarrow \frac{130}{20} \leq h \leq \frac{130}{15} \quad h_d = 15\text{cm}$$

$$\Rightarrow 6.5\text{cm} \leq h \leq 8.6\text{cm}$$

a) Charges permanentes :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage.	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose.	0,02	20	0,40
3	Couche de sable.	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton.	0.15	25	3,75
5	Enduit en mortier ciment.	0,02	22	0,44
				G= 5.39

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{G} = G \times 1.00 = 539 \text{ [daN/m]}$$

- Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m \cdot h$$

Epaisseur du mur : $e = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_m = (90+130+2 \times 18 \times 1.3) = 266.8 \text{ daN/m}^2$

Hauteur du mur : $h = 2.91 \text{ m} \Rightarrow p = 266.8 \times 2.91 = 776.39 \text{ daN/m}_L$

b) Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage habitation : $Q = 350 \text{ daN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{q} = Q \times 1.00 = 350 \text{ daN/m}_L$.

Fissuration est considérée comme peu nuisible $a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (C.B.A .93)

$$\varphi_{\max} < \frac{hd}{10} \text{ avec } h_d = 15 \text{ cm}$$

$$\varphi \leq 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra } \varphi = 10 \text{ mm}$$

Calcul de l'enrobage :

$$C = a + \frac{\varphi}{2} \Rightarrow C = (10 + 10/2) \text{ mm} = 15 \text{ mm}$$

- Hauteur utile :

$$d = h_d - C = 15 - 1.5 = 13.5 \text{ cm}$$

- **Moments fléchissant :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = - [1.35\bar{G} + 1.5\bar{q}] \times \frac{L^2}{2} - 1.35 \times P \times L \times 1.00$$

$$M_u = - [1.35 \times 539 + 1.5 \times 350] \times \frac{1.30^2}{2} - 1.35 \times 776.39 \times 1.30$$

$$M_u = - 2421 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{\text{ser}} = - [\bar{G} + \bar{q}] \times \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1.00$$

$$M_{\text{ser}} = - [539 + 350] \times \frac{1.30^2}{2} - 776.39 \times 1.30$$

$$M_{\text{ser}} = - 1760.51 \text{ daN.m}$$

3.2.2- Calcul du ferrailage :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = - 2421 \text{ N.m}$$



Fig.3.16: Enrobage

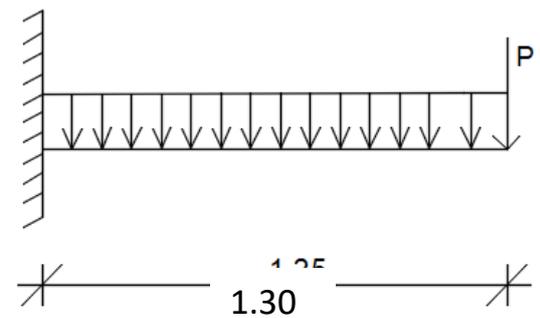


Fig.3.17 : Schéma statique du balcon

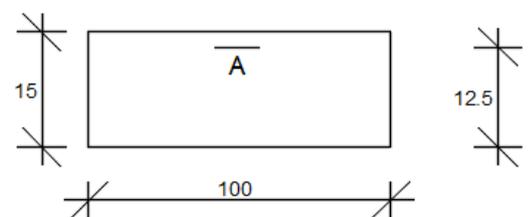


Fig. 3.18: Section de calcul

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{24210}{11.33 \times 100 \times 12.5^2} = 0.137$$

$$\mu = 0.137 < \mu_1 = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.185$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.926$$

- Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{24210}{348 \times 0.926 \times 12.5} = 5.99 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_u = \max(A_u; A_{\min}) \Rightarrow A_u = 5.99 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$8T10/m_l \longrightarrow A_u = 6.28 \text{ cm}^2/m_l$$

$$(T10 \longrightarrow e = 12.5 \text{ cm}).$$

Remarque :

Pour des raisons pratique on prendra un espacement de 15 cm (e=15cm)

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{\text{ser}} = -1760.51 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire avec $A' = \emptyset$
- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire avec } A' = \emptyset \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{ si } \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\gamma = \frac{M^u}{M^{\text{ser}}} = \frac{2421}{1760.51} = 1.37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.385$$

$$\alpha = 0.188 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.385$$

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
- Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)

- Les armatures calculées à l'L.E. U seront maintenues

3.2.3- Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = (1.35\bar{G} + 1.5 \bar{q}) \times L + 1.35P$$

$$T_u^{\max} = (1.35 \times 539 + 1.5 \times 350) \times 1.30 + 1.35 \times 776.39$$

$$T_u^{\max} = 2676.57 \text{ daN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{26765.7}{100 \times 100 \times 12.5} = 0.214 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0.216 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.2.4-Vérification de la flèche :

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{100 \times 15 \times 7.5 + 15 \times 6.28 \times 12.5}{100 \times 15 + 15 \times 6.28} = 7.80 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - 7.80 = 7.20 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + n \times A \times (d - V_1)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 6.28 \times (12.5 - 7.80)^2 = 30205.88 \text{ cm}^4$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b \times d} = 100 \times \frac{6.28}{100 \times 12.5} = 0.502 \longrightarrow \beta_1 = 0.8935$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.05 \times 1.8}{5 \times 0.0089} = 2.02$$

$$\lambda_v = \frac{2 \times \lambda_i}{5} = \frac{2 \times 2.02}{5} = 0.808$$

$$M_g = -\frac{\bar{G} \times L^2}{2} - P \times L = -\frac{539 \times 1.30^2}{2} - 776.39 \times 1.30 = -1464.80 \text{ daN.m}$$

$$M_j = -\frac{\bar{G} \times L^2}{2} = -\frac{539 \times 1.30^2}{2} = -455.46 \text{ daN.m}$$

$$M_p = -\frac{p' \times L^2}{2} - P \times L ; \quad p' = \bar{G} + \bar{q} = 539 + 350 = 889 \text{ daN/m}_L$$

$$M_p = -\frac{889 \times 1.30^2}{2} - 776.39 \times 1.30 = -1760.5 \text{ daN.m}$$

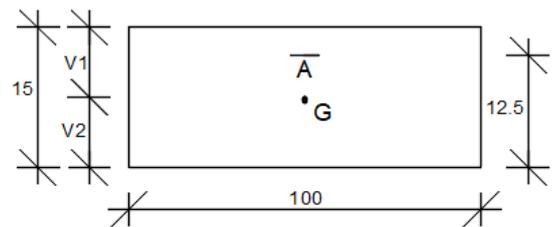


Fig. 3.19 : Coordonnée de centre de gravité

$$\sigma_s^g = \frac{M_s^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{14648}{6.28 \times 0.8935 \times 12.5} = 208.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_s^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4554.6}{6.28 \times 0.8935 \times 12.5} = 64.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_s^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{17605}{6.28 \times 0.8935 \times 12.5} = 251 \text{ MPa}$$

- **Calcul du μ_j ; μ_g ; μ_p :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 1,8 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 1,8}{4 \times 0,0089 \times 212,71 + 1,8} = 0,663$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 1,8}{4 \times 0,0089 \times 64,94 + 1,8} = 0,233$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 1,8}{4 \times 0,0089 \times 254,88 + 1,8} = 0,710$$

- **Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f):** $I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 30205,88}{1 + 0,808 \times 0,663} = 21635,98 \text{ cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 30205,88}{1 + 2,02 \times 0,233} = 14203,84 \text{ cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 30205,88}{1 + 2,02 \times 0,233} = 22592,90 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 30205,88}{1 + 2,02 \times 0,710} = 13649,85 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des flèches partielles :**

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{4 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{14648 \times 1,30^2 \times 10^4}{4 \times 10043 \times 21635,98} = 0,285 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{4 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{14648 \times 1,30^2 \times 10^4}{4 \times 29859 \times 14203,84} = 0,146 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{4 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{4554,6 \times 1,30^2 \times 10^4}{4 \times 29859 \times 22592,90} = 0,029 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{4 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{17605 \times 1,30^2 \times 10^4}{4 \times 29859 \times 13649,85} = 0,182 \text{ cm}$$

- **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (0,285 - 0,029) + (0,182 - 0,149)$$

$$\Delta_{ft} = 0.289\text{cm}$$

- La flèche admissible :

$$l = 1.30\text{ m} < 2.00\text{m}$$

$$\Rightarrow \Delta_{f_{t,max}} = \frac{l}{250} = \frac{130}{250} = 0.52\text{ cm}$$

$\Delta_{ft} = 0.289\text{ cm} < \Delta_{f_{t,max}} = 0.520\text{ cm} \Rightarrow$ donc la flèche est vérifiée.

➤ Dessin de ferrailage :

COUPE BALCON

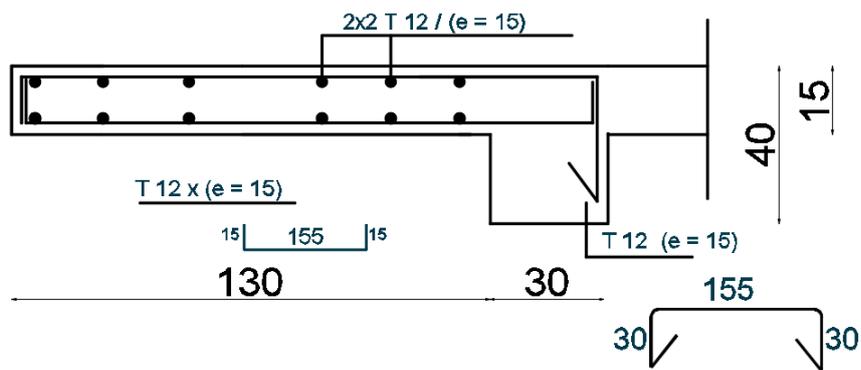


Fig. 3.20 : Ferrailage du balcon

3.3-Etude de l'acrotère :

3.3.1-Définition :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve sur la partie supérieure du bâtiment, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher soumis à son poids (W_p) et une charge horizontale dû à la main courante (F_p).

❖ -Le rôle de l'acrotère :

- Canalise l'écoulement des eaux pluviales.
- Donne un aspect esthétique.
- Protège les personnes.

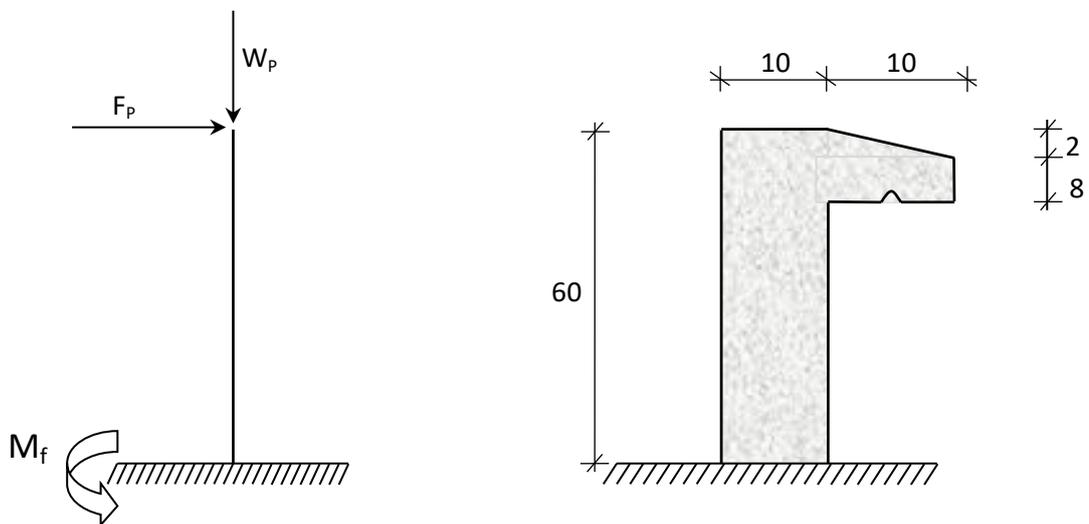


Fig :3.21 : Dimension de l'acrotère et schéma statique

3.3.2-Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base au plancher terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et a un moment fléchissant dû à une force horizontale F_p donnée par le R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3).

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

3.3.3- Détermination des sollicitations :

❖ le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \bar{\gamma}_b = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.08) + \left(\frac{0.1 \times 0.02}{2} \right) \right] \times 1 \times 2500 \Rightarrow W_p = 172.5 \text{ daN.}$$

❖ La force horizontale : F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 4.1] et

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.10 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone I)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.10 \times 0.8 \times 172.5$$

$$F_p = 55.2 \text{ daN}$$

❖ Effort normal et moment fléchissant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} N_u = 1.35 W_p \\ M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 172.5 \\ M_u = 1.5 \times 55.2 \times 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 232.88 \text{ daN} \\ M_u = 49.68 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.):

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 172.5 \text{ daN} \\ M_{ser} = 33.12 \text{ daN.m} \end{cases}$$

3.3.4- Détermination de la section 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 $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

- Position du point d'application de l'effort normal de compression :(N)

➤ État limite ultime(E.L.U.) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{49.68}{232.88} = 0.21m$$

$$e_0 = 0.21m > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05m$$

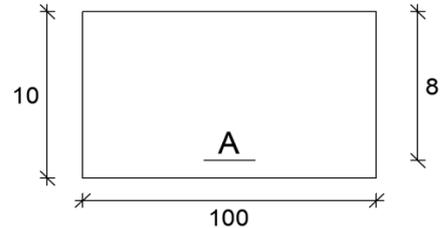
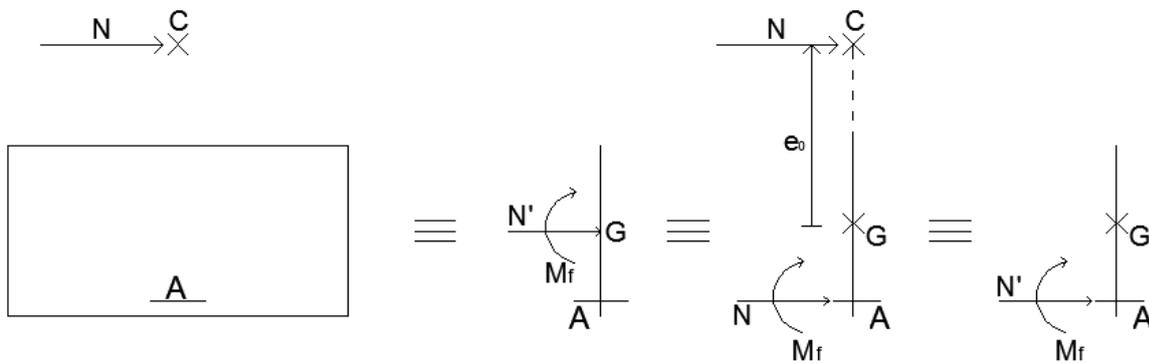


Fig.3.22: Section de calcul

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

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.



$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 232.88 \times \left(0.21 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 55.89 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ Etat limite ultime(E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{558.9}{11.33 \times 100 \times 8^2} = 0.008$$

$$\mu = 0.008 < \mu_{AB} = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et,}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.008$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.997$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{558.9}{348 \times 0.997 \times 8} = 0.20 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.20 - \frac{2328.8}{100 \times 348} = 0.13 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_r = A/4 = 0.13/4 \quad A_r = 0.03 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité): [**B.A.E.L.91**]

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0.25\% \cdot S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$5T10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

$$e \leq \min(25 ; 2 \times 10) \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$5T8/m_L \longrightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2/m_L$$

$$(T8 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{33.2}{172.5} = 0.19\text{m}$$

$$e_0 = 0.19\text{m} > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section ⇒ la section est partiellement comprimée (S.P.C).

- **Détermination des contraintes :**

- **C** : Centre de pression (point d'application de l'effort normale de compression) ;
- **c** : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et
- **y₂** : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression ⇒ $y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section ⇒ c sera considéré comme négatif.

- Calcul des contraintes :

$$p = -3 \cdot c^2 + \frac{90 \cdot A}{b} \cdot (d - c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 0.19 - \frac{0.1}{2} = 0.14\text{m} \Rightarrow c = -0.14\text{m}$$

$$p = -3 \cdot (-14)^2 + \frac{90 \cdot 2.51}{100} \cdot (8 + 14)$$

$$p = -637.69$$

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

$$q = -2 \cdot (-14)^3 - \frac{90 \cdot 2.51}{100} \cdot (8 + 14)^2$$

$$q = 4394.64$$

y_2 : est la solution de l'équation : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 637.69y_2 + 4394.64 = 0$

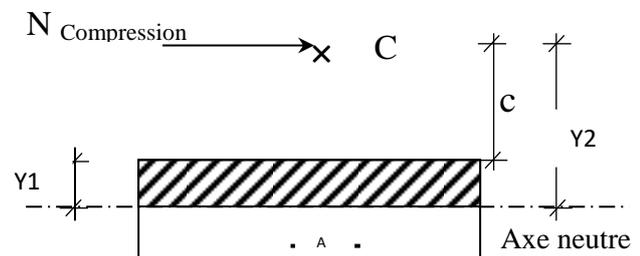


Fig.3.23.: Position de centre de pression

Dont la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (4394.64)^2 + \frac{4}{27} \times (-637.69)^3 = -19104280 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 4394.64}{2 \times (-637.69)} \times \sqrt{\frac{-3}{-637.69}} = -0.71 \Rightarrow \varphi = 135.16^\circ \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{637.69}{3}} = 29.16 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{21} = a \cos (\varphi/3) = 29.16 \times \cos (45.05) = 20.60 \text{cm} \\ y_{22} = a \cos ((\varphi/3) + 120^\circ) = -28.17 \text{cm} \\ y_{23} = a \cos ((\varphi/3) + 240^\circ) = 7.57 \text{cm} \end{array} \right.$$

$0 < y_1 = y_2 + c = 2.89 < 10 \dots \dots$ condition vérifiée

D'où : $y_1 = 2.89 \text{cm}$

- Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.89)^2}{2} - 15 \times 3.93 \times (8 - 2.89) = 116.37 \text{cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1725}{100 \times 116.37} = 0.14$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.14 \times 2.89 = 0.43 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.14 \times (8 - 2.89) = 10.73 \text{MPa}$$

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

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

Avec : FeE400 $\Rightarrow \eta = 1.6$ et $f_e = 400 \text{MPa}$

$$\text{Donc : } \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 1.8} \right) = 187 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 20 = 12 \text{MPa}$$

- Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12 \text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = 187 \text{MPa}$$

3.3.5-Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 1.5 F_p = 1.5 \times 55.2 = 82.8 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{828}{100 \times 8 \times 100} = 0.01 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.05 \times f_{c28} = 1 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 1 \text{MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

➤ **Dessin de ferrailage :**

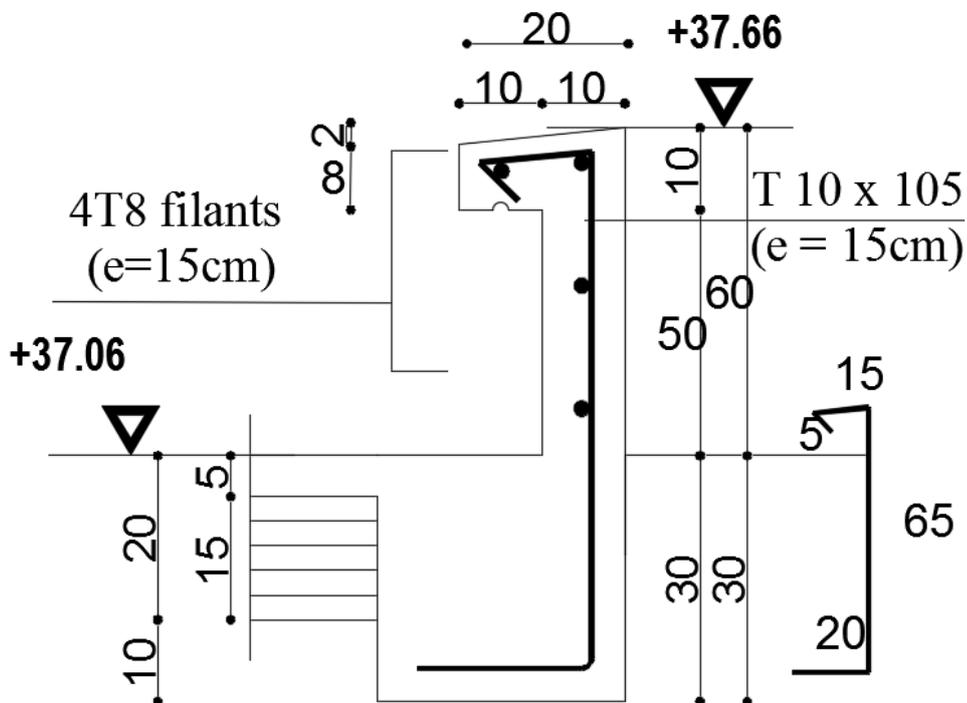


Fig.3.24: _ferrailage d'acrotère

4. Etude des planchers

4.1-Introduction :

Les planchers sont la partie horizontale d'une construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs.) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résister à la totalité des charges permanentes et d'exploitations ;
- Reprendre des efforts horizontaux dus aux vents, séismes ou les poussées des terres sur les voiles périphériques et transmettre ces efforts aux éléments porteurs ;
- Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation thermique et acoustique et
- Protéger les personnes contre les risques d'incendie.

Dans notre construction, on distingue un seul type de plancher :

- Planchers à corps creux.

4.2- Calcul des Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en forme de T ; comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (coffrage perdu) : 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. 4.1).

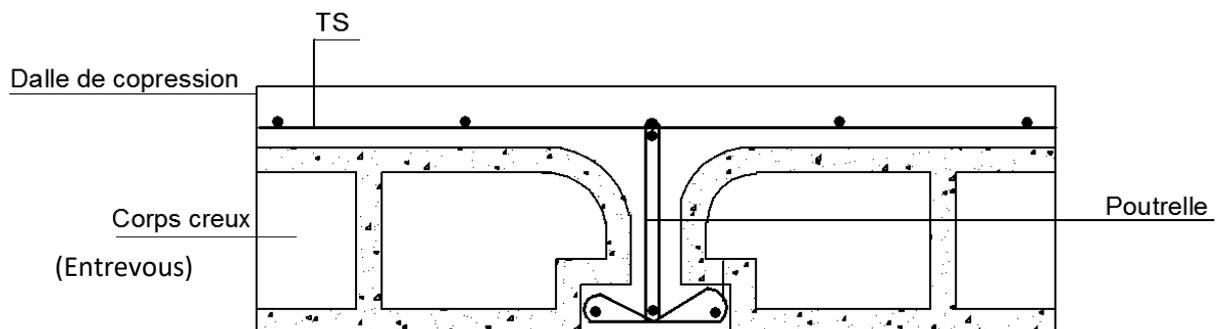


Fig.4.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux

4.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages :

- Hauteur totale de 20cm, dont 16cm pour la hauteur du corps creux et 4cm pour celle de la dalle de Compression.

$$\begin{cases} h_t = 20\text{cm} \\ h_1 = 16\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{cases}$$

D'après le [DTR.B.C.2.2/Annexe C3] ; on a : $L_n = 60\text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} ; \\ b_1 \leq (6 \div 8) h_0 \\ 0.6h_0 \leq b_1 \leq 0.8h_0 \end{cases}$$

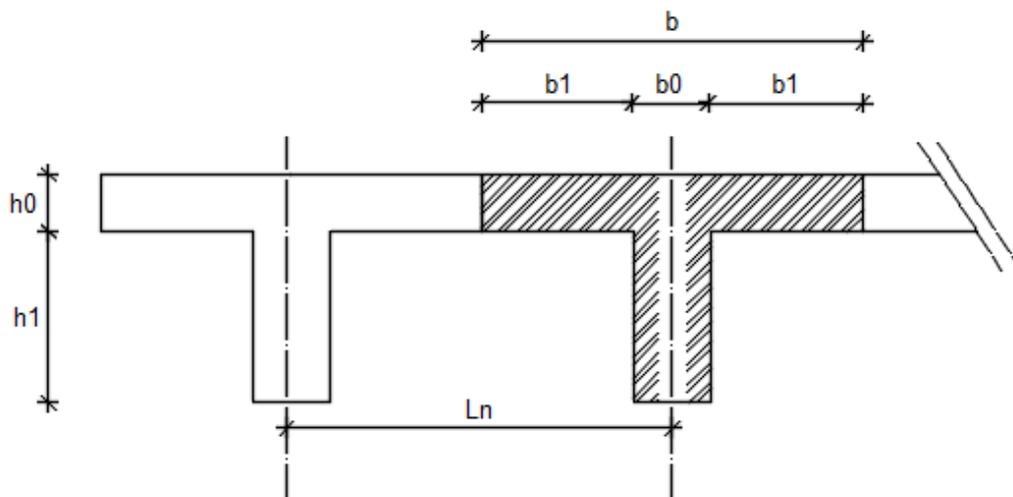


Fig.4.2 : Dimensions des poutrelles.

Avec :

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

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 4.10\text{m}$) ;

h_0 : Hauteur de la dalle de compression et

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

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24\text{cm} \\ b_1 \leq \text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{array} \right.$$

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

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 60\text{cm}$$

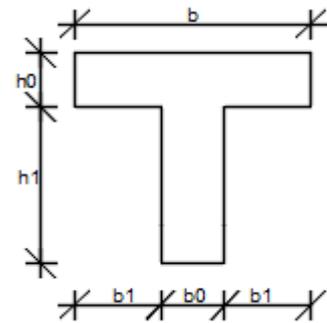


Fig.4.3: Section de calcul

4.2.2- Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\begin{array}{l} - \text{Si : } L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \\ - \text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e} \end{array}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

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 :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0.6 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$\emptyset \leq 6 \text{ mm} \quad f_e = 520 \text{ Mpa}$$

On prendra $\emptyset = 5 \text{ mm}$

Choix des armatures :

$$\begin{array}{l} 7\emptyset 5/m_L \longrightarrow A = 1.37 \text{ cm}^2/m_L \\ (\emptyset 5 \longrightarrow e = 15\text{cm}). \end{array}$$

b- Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$\begin{array}{l} 7\emptyset 5/m_L \longrightarrow A = 1.37 \text{ cm}^2/m_L \\ (\emptyset 5 \longrightarrow e = 15\text{cm}). \end{array}$$

Donc : Le treillis soudé adopté est : TS $\emptyset 5$ (150x150) mm².

4.3. Evaluation de la charge :

Etat limite ultime : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$

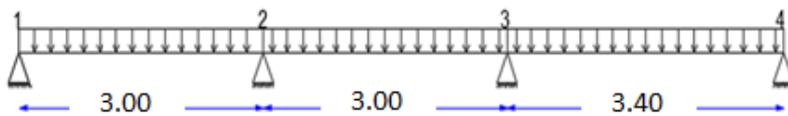
Etat limite de service : $q_s = (G+Q) \times b$

Tableau 4.1: Evaluation des charges :

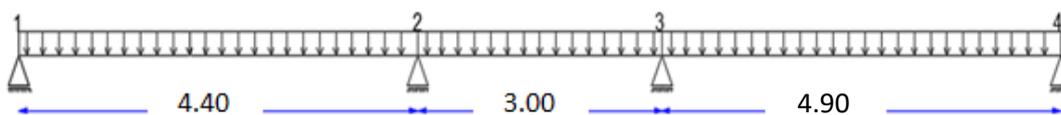
Type de plancher	Destinations	G[daN/m ²]	Q[daN/m ²]	(b) [m]	q _u [daN/m ²]	q _s [daN/m ²]
Terrasse	Inaccessible	642	100	0.6	610.02	445.2
Etage courant	Habitation	524	150	0.6	559.44	317.2
RDC	Commerce	524	500	0.6	874.44	614.4

Types de poutrelles :

TYPE 01:



TYPE 02:



TYPE 03:

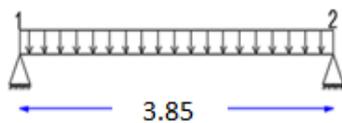


Fig :4.4 : Types de poutrelles

4.4. Méthode de calcul :

- **Méthode forfaitaire :** (plancher à charges d’exploitation modérées).

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

1. La charge d’exploitation doit vérifier : $Q \leq \max [2G ; 500]$ (daN/m²) ;
2. Les moments d’inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ($0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} \leq 1.25$) et
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

- Si les quatre conditions sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire.
- Si une ou plus des quatre conditions n’est pas vérifiée, on appliquera la méthode de Caquot minoré.

- Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

Plancher terrasse :

- | | |
|---|------------------------|
| 1. $Q = 100$ daN/m ² pour plancher terrasse. | |
| Donc $Q = 100$ daN/m ² < max (2G ; 500) | condition vérifiée |
| 2. Les moments d’inerties sont constants. | Condition vérifiée |
| 3. $0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{4.40}{3.00} = 1.63 > 1.25$ | condition non vérifiée |
| 4. La fissuration est peu nuisible | condition vérifiée |

Conclusion :

La méthode forfaitaire n’est pas applicable pour le type 02 car la conditions (3) n’est pas vérifiée donc ce type de poutrelle sera étudiés par la méthode de Caquot minoré.

Les types 1, et 3 seront étudiés par la méthode forfaitaire.

• **Méthode de Caquot minorée**

Dans le cas où l’une des quatre conditions de la méthode forfaitaire n’est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d’un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

• **Appuis de rives :**

$$M_i = - \frac{q_u \times l_e^2}{8.5}$$

• **Moments sur appuis intermédiaires :**

$$M_i = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5 (l_w + l_e)}$$

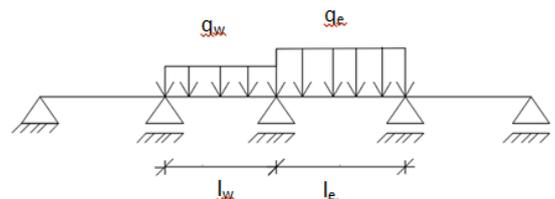


Fig4.5 : Schéma statique d’une poutre continue.

Avec :

$l' = l$: pour une travée de rive ;

$l' = 0.8 l$: pour une travée intermédiaire;

l_w' et l_e' : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui et

l : la portée réelle de la travée.

• **Efforts tranchants :**

$$T_W = q \frac{1}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

$$T_W = q \frac{1}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

4.5. Application de la méthode de Caquot pour le plancher :

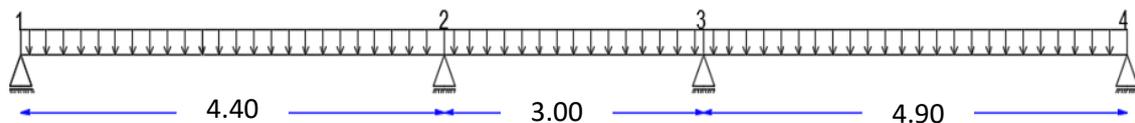


Fig 4.6 : schéma statique de la poutrelle type 2.

a) **Moment fléchissant en appuis :**

La charge ultime réduite : $q^r_u = [1.35 \times (\frac{2}{3} \times 642) + 1.5 \times 100] \times 0.6 = 436.68 \text{ daN/ml}$.

La charge de service réduite : $q^r_s = [(\frac{2}{3} \times 642) + 100] \times 0.6 = 316.8 \text{ daN/ml}$.

• **Appuis de rives :**

Appuis de rive (1) et (4) :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_1 = -\frac{q^r_u \times l_e^2}{8.5} = \frac{436.68 \times (0.8 \times 4.4)^2}{8.5}$$

$$M_1 = 789.435 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_1 = -\frac{q^r_s \times l_e^2}{8.5} = -\frac{316.68 \times (0.8 \times 4.4)^2}{8.5}$$

$$M_1 = -572.714 \text{ daN.m}$$

• **Appuis intermédiaires :**

Appuis intermédiaire (2), et (3) :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_2 = - \frac{q_u^r \times l_w^3 + q_u^e \times l_e^3}{8.5 \times (l_w + l_e)} = - \frac{436.68 \times (4.4 \times 0.8)^3 + 436.68 \times (3 \times 0.8)^3}{8.5 \times (4.4 \times 0.8 + 3 \times 0.8)}$$

$$M_2 = - 602.022 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_2 = - \frac{q_s^r \times l_w^3 + q_s^e \times l_e^3}{8.5 \times (l_w + l_e)} = - \frac{316.8 \times (4.4 \times 0.8)^3 + 316.8 \times (3 \times 0.8)^3}{8.5 \times (4.4 \times 0.8 + 3 \times 0.8)} \quad M_2 = -436.751 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

b) Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = q \frac{1}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

$$q_u = 610.02 \text{ daN/m}$$

Travée de rive (1-2)

De gauche :

$$T_1 = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_1 - M_2}{l} = \frac{610.02 \times 4.4}{2} + \frac{789.435 - 602.022}{4.4}$$

$$T_1 = 1532.797 \text{ daN}$$

De droite :

$$T_2 = \frac{q_u l}{2} - \frac{M_1 - M_2}{l} = \frac{610.02 \times 4.4}{2} - \frac{789.435 - 602.022}{4.4}$$

$$T_2 = 1456.30 \text{ daN} - 5324.56$$

c) calcul de l'abscisse de M_t maximum (x_0) :

$$X_0 = \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i \times q} + \frac{l_i}{2}$$

Travée de rive (1-2) :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$X_0 = \frac{M_1 - M_2}{l \times q_u} + \frac{l}{2} = \frac{789.435 - 602.022}{4.4 \times 610.02} + \frac{4.4}{2}$$

$$X_0 = 2.45 \text{ m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$X_0 = \frac{M_1 - M_2}{l \times q_s} + \frac{l}{2} = \frac{789.435 - 602.022}{4.4 \times 445.2} + \frac{4.4}{2}$$

$$X_0 = 2.50 \text{ m}$$

De la même manière pour les autres travées les résultats des calculs de l'abscisse de M_t maximum (x_0) sont donnée dans le tableau .

d) Moment fléchissant en travées :

$$M(x_0) = \left(\frac{q_{ul} l_i}{2} x_0 - \frac{q_{ux_0^2}}{2} \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} x_0 - |M_{i-1}|$$

Travée de rive (1-2) :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M(x_0) = \left(\frac{q_{ul} l}{2} x_0 - \frac{q_{ux_0^2}}{2} \right) + \frac{M_1 - M_2}{l} x_0 - |M_1|$$

$$M_t^u = \left(\frac{610.02 \times 4.4}{2} \times 2.50 - \frac{610.02 \times 4.4^2}{2} \right) + \frac{789.435 - 602.022}{4.4} \times 2.50 - |789.435|$$

$$M_t^u = -4276.142 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M(x_0) = \left(\frac{q_{sl} l}{2} x_0 - \frac{q_s x_0^2}{2} \right) + \frac{M_1 - M_2}{l} x_0 - |M_1|$$

$$M_t^{ser} = \left(\frac{445.2 \times 4.4}{2} \times 2.50 - \frac{445.2 \times 2.5^2}{2} \right) + \frac{789.435 - 602.022}{4.4} \times 2.5 - |789.435|$$

$$M_t^{ser} = 641.683 \text{ daN.m}$$

- Section et écartement des armatures transversales A_t :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{t \min} \right)$$

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

Tableau4. 2: Ferrailage de la poutrelle.

		M (daN.m)	Al (cm ²)	Choix des armatures	A _t	Disposition des armatures
En travée	ELUR	789.43	1.56	3T10 A=2.36cm ²	1Ø8 A _t =0.50cm ²	
	ELS	641.683	vérifiée			
En appui	ELUR	-572.71	1.12	1T12 A=1.13 cm ²		
	ELS	-427.61	vérifiée			

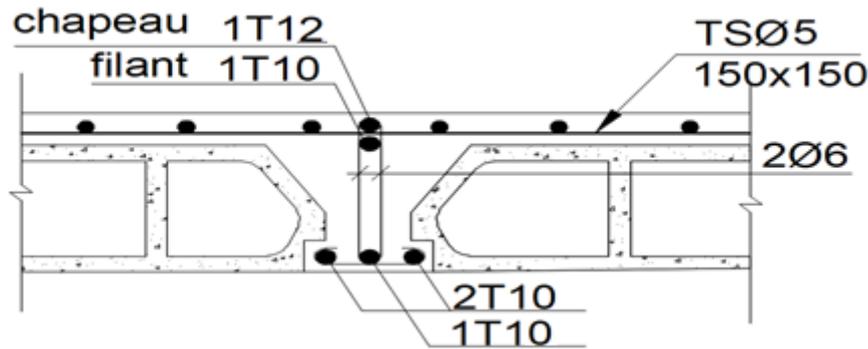


Fig 4.7: coupe transversale d'un plancher à corps creux

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

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,63 - 0,3 \times 1,8)} = 99,22 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(16,2; 40) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,91 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 15 \text{ cm}$$

Donc : On adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

4.8. Vérification de la flèche :

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S [C.B.A 93 B 6.5.2. annexe D]

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0,044 < 0,063$ Avec $l = 4,50 \text{ m}$ (la plus grande portée)

→ (Condition non vérifiée)

- $\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^S}{M_0^S} \right)$ avec M_t^S : le moment max en travée. $M_0^S = \frac{q_{ser} \times l^2}{8}$

- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Conclusion

Une des trois conditions n'est pas vérifiée => Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta ft = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta ft_{max}$

Détail de calcul de ferrailage et la flèche des poutrelles :

Entre axe des solives (cm) =	60
Portee de la poutre(m)	4,4
ration moment pris en compte	0,8

Phase A charge permanente avant mise en place des cloisons

Q(kg/m)=	185,4
M(kN.m) _j =	3,75

Phase B pose de revement

Q(kg/m)=	314,4
M(kN.m) _j =	6,37

Phase C pose de revement et surcharge

Q(kg/m)=	404,4
M(kN.m) _j =	8,19

Nom d'affaire : bloc A		<input checked="" type="radio"/> Dessin Géométrie Type	
Nom du fichier : bloc A		<input type="radio"/> Dessin Géométrie Saisie	
Condition liaison	Type section	Efforts : Moments fléchissants	
<input checked="" type="radio"/> Poutre isostatique	<input checked="" type="radio"/> Ié	dû aux charges permanentes <u>av.</u> mise en place cloisons : M_j	3,75 kN*m
<input type="radio"/> Console	<input type="radio"/> Rectangle	dû aux charges permanentes <u>totales</u> :	M_g 6,37 kN*m
Matériaux		dû aux charges permanentes et charges d'exploitation :	M_p 8,19 kN*m
Contrainte béton : f_{cj} 25 MPa		Sections d'armatures	
Géométrie		armatures tendues : 3,39 cm ²	
Portée : l	4,4 m	armatures comprimées : 2,26 cm ²	
Largeur de table : b	0,6 m		
Largeur de nervure : b0	0,12 m		
Hauteur totale : h	0,2 m		
Hauteur de table : h0	0,04 m		
cdg armatures tend. : c	0,02 m		
cdg armatures comp. : d'	0,02 m		

Résultats : flèches			
		calculée	limite
flèche totale :	Δf_t	7,339 mm	9 mm
flèche due aux charges permanentes :	f_{gv}	7,746 mm	
flèche due aux charges totales :	f_{gq}	9,286 mm	

Donc : $\Delta f_t = 7.339 \text{ mm} < \Delta f_{t\max} = 9 \text{ mm}$

La flèche est vérifiée.

5. Etude de l'ascenseur

5.1 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 et
- Le contre poids.

5.2 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 P58/59).

C'est ainsi que la norme NF-P82-208 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 600 daN, donc; les dimensions sont :

- | | |
|------------------------------|----------------------|
| ○ Largeur de la cabine : | $L_c = 1,10\text{m}$ |
| ○ Profondeur de la cabine : | $P_c = 1,40\text{m}$ |
| ○ Largeur de la gaine : | $L_G = 1,50\text{m}$ |
| ○ Profondeur de la gaine : | $P_G = 1,70\text{m}$ |
| ○ Hauteur de la cabine : | $H_c = 2,20\text{m}$ |
| ○ Largeur du passage libre : | $L_p = 0,80\text{m}$ |
| ○ Hauteur du passage libre : | $H_p = 2,00\text{m}$ |
| ○ Epaisseur de voile : | $e = 15\text{cm}$ |
| ○ Hauteur de course : | $C = 37,18\text{m}$ |

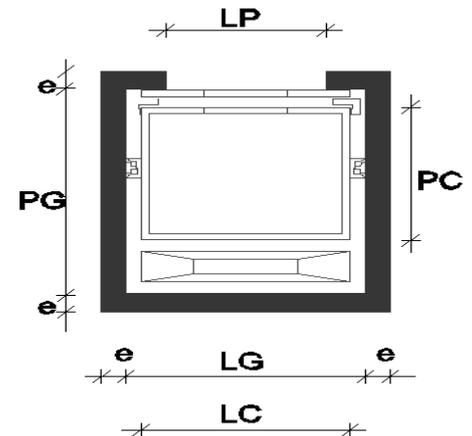


Fig 5.1 : dimensions de l'ascenseur

* 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.

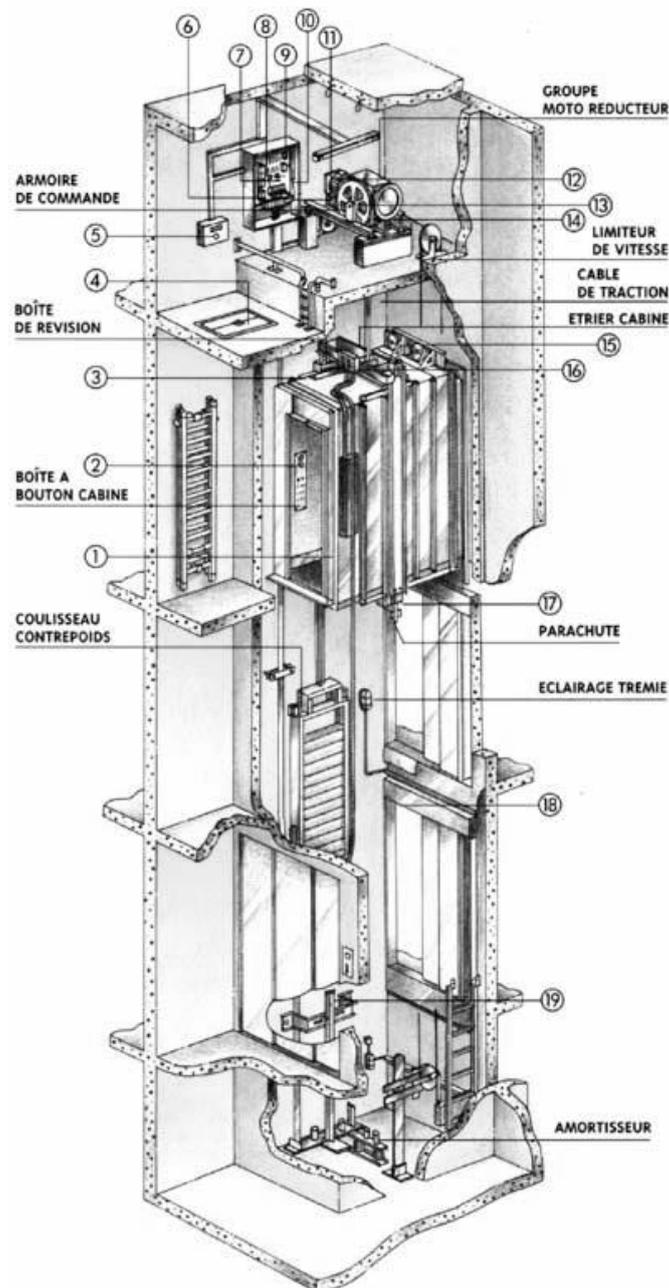


Fig 5.2 : Ascenseur électrique

5.3 Descente de charges :

✓ **Surcharge d'exploitation :** $P = 600daN$ (08 personnes)

✓ **Charges permanentes :**

a) **Masse de la cabine :** est composé de la somme des masses suivantes :

1) Masse des côtés :

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

$$S_1 = (L_C + 2 \cdot P_C) \cdot H_C = (1,10 + 2 \cdot 1,40) \cdot 2,20 = 8,58m^2$$

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

2) Masse du plancher :

La masse du plancher a raison de 70 daN/m² pour appareils de 300 a 600daN de charge :

$$S_2 = L_C \cdot P_C = 1,10 \cdot 1,40 = 1,54m^2$$

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

3) Masse du toit :

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

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

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

4) 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 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \cdot 1,10) = 126daN$$

5) Masse de La porte de la cabine :

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

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

6) Masse du parachute :

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

7) Masse des accessoires : $M_7 = 80daN$

8) Masse des poulies de mouflage :

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

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

b) Masse du contre poids :

$$M_p = P + \frac{Q}{2} = 733,14 + \frac{600}{2} = 1033,14 daN$$

c) 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5mm \\ C_s = 13 \end{array} \right.$$

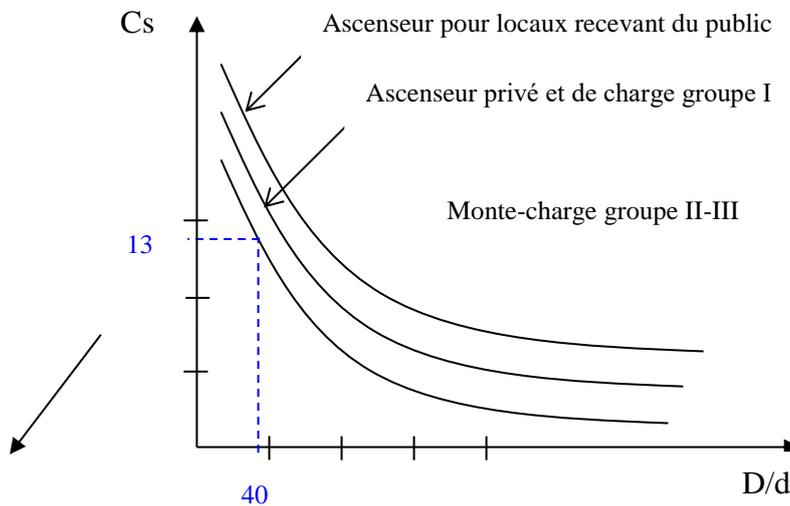


Fig 5.3 : Abaque de détermination de suspentes.

- 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 .

- C_r : charge de rupture effective.
- $C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \cdot (600 + 733,14) \Rightarrow C_r = 17330.82 daN$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0,85} \Rightarrow C_m = \frac{17330,82}{0,85} = 20389,20 daN$$

$$C_m \text{ Égal aussi : } C_m = C_r(cable) \cdot n \cdot m$$

- m : type de mouflage brin

- n : nombre de câble

- $C_r(cable)$: Charge de rupture par câble en fonction du diamètre

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

Tableau 5.1 : 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

$$n = \frac{20389,2}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1,25 \text{ On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

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

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

- C : c'est la course du câble (hauteur de course) $\Rightarrow C = 30,43 m$

$$M_c = 0,515 \cdot 2 \cdot 30,43 = 31,34 daN$$

d) Masse du treuil : $M_g = 1200 daN$

Résumé :

- Poids mort = 733,14daN
- Masse du câble = 31,43daN
- Masse du contre poids = 1033,14daN
- Treuil en haut + moteur = 1200 daN
- G = 3004.57daN

Combinaisons fondamentales :

- **ELU :** $q_u = (1,35 G + 1,5 P) = (1,35 \times 3004.57 + 1,5 \times 600)daN = 4956.169daN$
- **ELS :** $q_s = (G + P) = (3004.57+600)daN/m^2 = 3604.569daN$

5.4 Etude du plancher :

5.4.1 Vérification de poinçonnement :

Pour chacun des quatre appuis:

$$q_u^a = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_u^a = 1239,04daN$$

$$q_s^a = \frac{q_s}{4} \Rightarrow q_s^a = 901.14daN$$

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

Si $q_u^a \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b}$ 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 45degré dans le béton.

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

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

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

Donc :

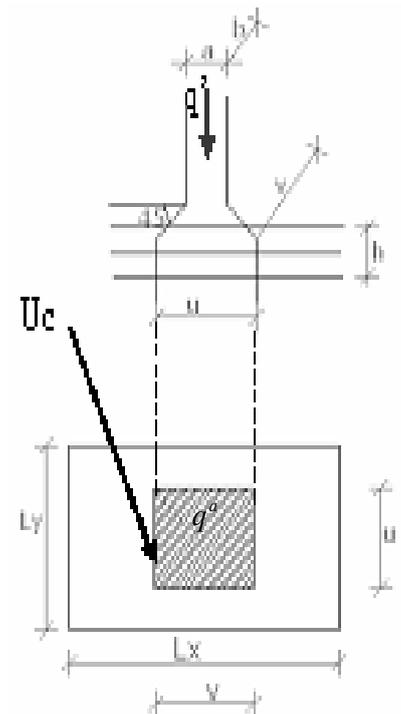


Fig 5.4 : Schéma de la surface d'impact

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

$$q_u^a = 49561.68 \text{ N} < \frac{0.045 \times 1000 \times 20 \times 150}{1,5} = 90000 \text{ N} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La dalle résiste au poinçonnement

5.4.2 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 :

$$M_x = q^a \times (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

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

ν : 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

$$\text{Donc : } \zeta = L_x / L_y$$

Etat limite ultime de résistance :

$$M_{xu} = q_u^a \times M_1$$

$$M_{yu} = q_u^a \times M_2$$

Etat limite ultime de service :

$$M_{xs} = q_s^a \times (M_1 + 0,2 \times M_2)$$

$$M_{ys} = q_s^a \times (M_2 + 0,2 \times M_1)$$

La charge au m^2 sera :

$$Q_u^a = \frac{q_u^a}{V \times U} = \frac{1239.05}{0,25^2} = 19824.674 \text{ daN/m}^2 \text{ et}$$

$$Q_s^a = \frac{q_s^a}{V \times U} = \frac{901.14}{0,25^2} = 14418.277 \text{ daN/m}^2$$

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

Soit pour fig(4) 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.

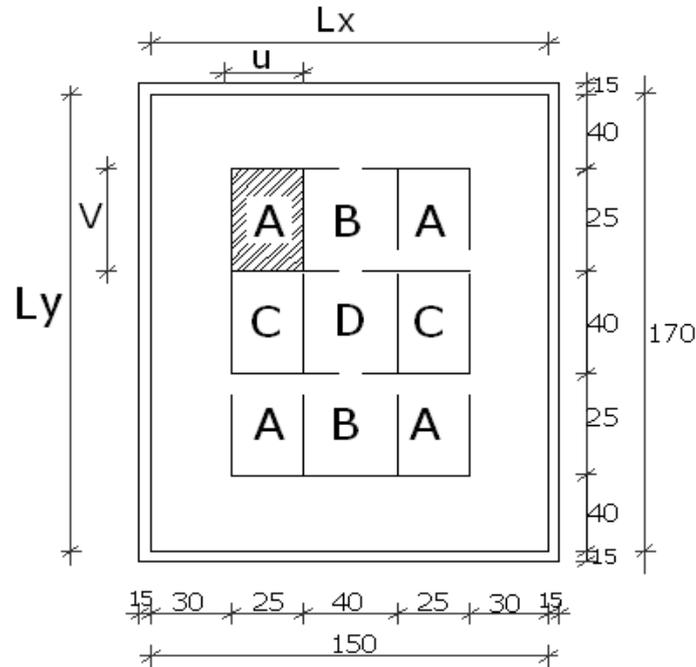


Fig 5.5 : Schéma pour le calcul des moments dus aux charges localisées.

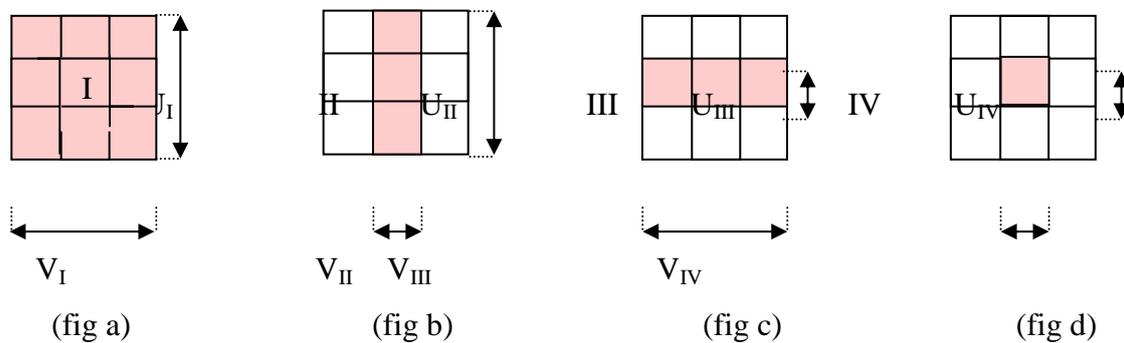


Fig 5.6 : Panneau de calcul da la dalle

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 evident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\zeta = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,50}{1,70} = 0,88 > 0,4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

Donc : $M_{xC} = (M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})/4$

$M_{yC} = (M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})/4$

Avec : $M_x = (M_1 + v M_2) \times q_u = (M_1 + v M_2) \times (4 \times Q^a) \Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + v M_2) \times Q^a$

$M_y = (M_2 + v M_1) \times q_u = (M_2 + v M_1) \times (4 \times Q^a) \Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + v M_1) \times Q^a$

$Q^{ia} = Q^a \times S \quad S = U \times V$

Tableau 5.2 : 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(m ²)	0,81	0,36	0,36	0,16
U/Lx	0,60	0,60	0,27	0,27
V/Ly	0,53	0,23	0,53	0,23
M ₁	0,087	0,099	0,135	0,160
M ₂	0,071	0,096	0,100	0,140
$Q_u^{ia} = Q_u^a \times S$ [N]	160579.86	71368.82	71368.82	31719.47
$Q_s^{ia} = Q_s^a \times S$ [N]	116788.04	51905.79	51905.79	23069.24
$M_x^U / 4$ [N.m]	13970.44	7065.51	9634.79	5075.11
$M_y^U / 4$ [N.m]	11401.17	6851.40	7136.88	4440.72
$M_x^S / 4$ [N.m]	11818.95	6135.26	8045.39	4337.01
$M_y^S / 4$ [N.m]	10324.06	6010.69	6592.03	3967.91
M_{xC}^U [N.m]	2345.25			
M_{yC}^U [N.m]	1853.60			
M_{xC}^S [N.m]	1975.30			
M_{yC}^S [N.m]	1689.24			

5.4.3 Descente des charges :

Dalle machine : ($e_p = 15 \text{ cm}$) $\Rightarrow G = 0,15 \cdot 2500 = 375 \text{ daN/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $P = 100 \text{ daN/m}^2$

Combinaison fondamentale :

Etat limite ultime :

$$q_u = 1,35G + 1,5P$$

$$q_u = 1,35 \times 375 + 1,5 \times 100 = 656,25 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1,00 = 656,25 \text{ daN/ml}$$

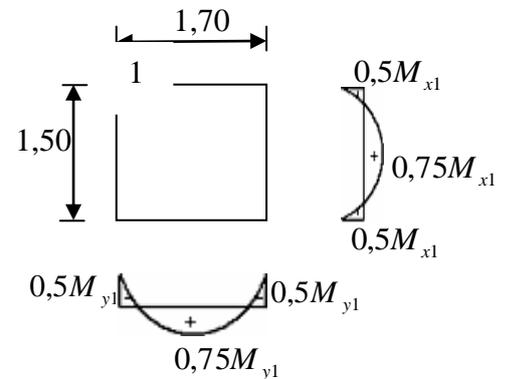


Fig.5.7: dimensions de panneau de dalle d'ascenseur

Etat limite de service :

$$q_s = G + P$$

$$q_s = 375 + 100 = 475 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_s = q_s \times 1,00 = 475 \text{ daN/ml.}$$

Calcul des sollicitations

Etat limite ultime :

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

Etat limite de service :

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

Avec :

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\zeta, \nu) \text{ et } \zeta = \frac{L_x}{L_y}$$

ν : Coefficient de poisson

$\nu = 0 \Rightarrow$ États limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0,2 \Rightarrow$ États limites de service (béton non fissuré).

5.4.4 Calcul des moments due aux charges réparties :

Etat limite ultime :

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{1.89} = 0,63 \text{ tableau} \rightarrow \mu_x = 0,0772 \text{ et } \mu_y = 0,343$$

$$M_x^u = 0.0772 \times 656,25 \times 1,20^2 = 113.99 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = 0.343 \times 113.99 = 39.09 \text{ daN.m}$$

Etat limite de service :

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{1.89} = 0,63 \text{ tableau} \rightarrow \mu_x = 0,0825 \text{ et } \mu_y = 0,508$$

$$M_x^s = 0.0825 \times 475 \times 1,20^2 = 88.17 \text{ daN.m}$$

$$M_y^s = 0.508 \times 88.17 = 44.79 \text{ daN.m}$$

5.4.5 Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties

- Etat limite ultime :

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (113.99 + 2345.25) \Rightarrow M_{xt}^u = 3485.16 \text{ N}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (1853.60 + 390.98) \Rightarrow M_{yt}^u = 2244.59 \text{ N}$$

- Etat limite de service :

$$M_{xt}^s = (M_{xc}^s + M_x^s) = (1975.30 + 881.7) \Rightarrow M_{xt}^s = 2857.02 \text{ N}$$

$$M_{yt}^s = (M_{yc}^s + M_y^s) = (1689.24 + 447.9) \Rightarrow M_{yt}^s = 2137.15 \text{ N}$$

Moment max en travée : $M_t = 0,75 \times M_{xt}$

Moment max en appuis : $M_a = -0,5 \times M_{xt}$

Tableau 5.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales :

Moment Panneau	M_{txu} (daN.m)	M_{txs} (daN.m)	M_{axu} (daN.m)	M_{axs} (daN.m)	M_{tyu} (daN.m)	M_{tys} (daN.m)	M_{ayu} (daN.m)	M_{ays} (daN.m)
(1)	261.38	214.27	174.25	142.85	168.34	160.28	112.22	106.85

5.5 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

a).Sens X-X :

a.1) En travée :

- Etat limite ultime : $M_{tx}^u = 261.38 daN.m$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{2613.8}{11,33 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,013$$

$$\mu = 0,011 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

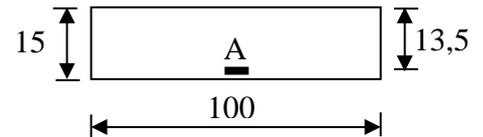


Fig 5.8 : Section de calcul

Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{2613.8}{348 \times 0,994 \times 13,5} = 0,56 cm^2/ml$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivante 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 13.5 = 1,08 cm^2/ml$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1,08 cm^2/ml$$

Choix des armatures:

4T10/ml \longrightarrow A = 3,14 cm²/ml

(T10 \longrightarrow e = 25cm)

- Etat limite de service : $M_{tx}^s = 191,63 daN.m$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 MPa$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{228,28}{191,63} = 1,19$

$$\frac{1,19 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0,295 > \alpha = 0,014$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12MPa \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en l'ELU sont maintenues}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

a.2) En appuis :

-Etat limite ultime: $M_{ax}^u = 152,19 daN.m$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{152,19}{11,33 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,0074$$

$$\mu = 0,0074 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s = 10 > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0093$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,996$$

Détermination des armatures:

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{152,19}{348 \times 0,996 \times 13,5} = 0,32 cm^2/ml$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 13,5 = 1,08 cm^2/ml$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1,08 cm^2/ml$$

Choix des armatures:

$$4T10/ml \longrightarrow A = 3,14 cm^2/ml$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20cm).$$

Etat limite de service: $M_{ax}^s = 127,75 daN.m$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 12MPa$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{152,19}{127,75} = 1,19$

$$\frac{1,19-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,265 > \alpha = 0,0093$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12MPa$
 - Fissuration peu nuisible
- } \Rightarrow Les armatures calculées en l'ELU sont maintenues
- (Aucune vérification pour σ_s)

b).Sens Y-Y :

b.1) En travée :

- **Etat limite ultime :** $M_{ty}^u = 177,97daN.m$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{177,97}{11,33 \times 100 \times (12,5)^2} = 0,010$$

$$\mu = 0,010 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,013$$

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

Détermination des armatures:

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{177,97}{348 \times 0,995 \times 12,5} = 0,41cm^2/ml$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 13,5 = 1,08cm^2/ml$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1,08cm^2/ml$$

Choix des armatures:

$$4T10/ml \longrightarrow A = 3,14cm^2/ml$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25cm).$$

Etat limite de service: $M_{ty}^s = 162,41daN.m$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12MPa$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{177,97}{162,41} = 1,10$$

$$\frac{1,10-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,250 > \alpha = 0,013$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12MPa$
 - Fissuration peu nuisible
- } \Rightarrow Les armatures calculées en l'ELU sont maintenues
(Aucune vérification pour σ_s)

b.2) En appuis :

- **Etat limite ultime :** $M_{ax}^u = 118,65 daN.m$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{1186,5}{11,33 \times 100 \times (12,5)^2} = 0,0067$$

$$\mu = 0,0067 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,997$$

Détermination des armatures:

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{1186,5}{348 \times 0,997 \times 12,5} = 0,27 cm^2/ml$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 13,5 = 1,08 cm^2/ml$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1,08 cm^2/ml$$

Choix des armatures:

$$4T10/ml \longrightarrow A = 3,14 cm^2/ml$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25cm).$$

- **Etat limite de service :** $M_{ax}^s = 108,27 daN.m$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 12MPa$

Avec : $\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{118,65}{108,27} = 1,10$

$$\frac{1,10-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,250 > \alpha = 0,0084$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12MPa$
 - Fissuration peu nuisible
- } \Rightarrow Les armatures calculées en l'ELU sont maintenues

(Aucune vérification pour σ_s)

5.5.1 Vérification du cisaillement :

$$\tau_U = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{c28}$$

$$T_{max} = q'_u + q_u \cdot \frac{L_x}{2}$$

$$= 12367,3 + 6562,5 \times \frac{1,5}{2} = 17289,17N$$

$$\tau_u = \frac{17289,17}{100 \times 13,5 \times 100} = 0,13Mpa$$

$$\tau_U = 0,13Mpa < \bar{\tau}_U = 1Mpa$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

\Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5.6 Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

:

- $\frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \Rightarrow \frac{h_d}{l_x} = \frac{15}{150} = 0,10 > \frac{228,28}{20 \times 304,37} = 0,037 \dots \dots \dots$ condition vérifiée
- $\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,15}{100 \times 13,5} = 0,0023 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots$ condition vérifiée ; f_e en (MPa)

► Puisque les 2 conditions sont vérifiées : **la flèche n'est pas nécessaire.**

6. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

6.1. Introduction.

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

6.2. Objectif de l'étude dynamique.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties** (VLNA).

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

6.3. Présentation du logiciel de calcul ETABS.

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS**. Ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments. Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI..etc*). De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SOCOTEC*).

6.4. Modélisation.

6.4.1. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

6.4.2. Détermination des fréquences et modes propres.

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (5-1)$$

Où :

$\{\ddot{x}\}$, $\{x\}$: représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

$[M]$: représente la matrice masse de la structure.

$[K]$: représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (5-2)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : fréquence de vibration

φ : angle de déphasage

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (5-3)$$

En reportant les équations (5-2) et (5-3) dans l'équation (5-1), on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \quad (5-4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \quad (5-5)$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non-nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule.

D'où : $\det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \quad (5-6)$

L'expression ci-dessus est appelée " *Equation caractéristique* ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2N) en (ω).

Les N solutions $(\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des N modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{\mathbf{A}\}_j$ ou forme modale.

6.5. Modélisation de la structure étudiée.

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de nommés *ETABS*.

6.5.1. Modélisation de la rigidité.

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini de type " Frame "(Poteaux- Poutres) à deux nœuds (6 d.d.l par nœud)
- Les voiles sont modélisés par des éléments " Shell "à quatre nœuds.

6.5.2. Modélisation de la masse.

- La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé à savoir $2,5\text{t/m}^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie linéairement aux niveaux des nœuds correspondants à leur emplacement.

6.6. Etude sismique.

6.6.1. Introduction.

Notre structure étant implantée en zone sismique I et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel *ETABS* qui utilise une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

6.6.2. Choix de la méthode de calcul.

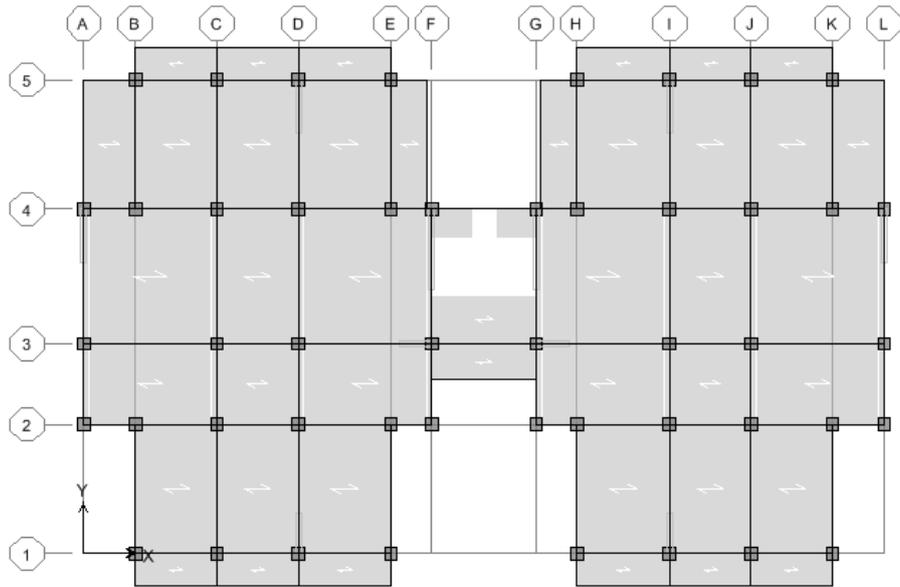
Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans le cas de notre bâtiment étudié vu l'irrégularité en plan, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure 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.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.



6.6.3. Spectre de réponse de calcul.

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

R : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

6.6.4. Résultantes des forces sismiques de calcul.

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent.

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

- A : coef d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de type I et un Groupe d'usage 2.

Nous trouverons : $A = 0.10$.

- D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site meuble S_3) :

$$T_2(S_3) = 0.5 \text{ sec}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense, Donc $\xi = 7 \%$

D'où $\eta = 0,88 > 0.7$

$$\eta = 0,88$$

6.6.5. Estimation de la période fondamentale.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule: $T = C_T h_N^{3/4}$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 37.06 \text{ m}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\text{D'où : } C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (37.06)^{3/4} = 0,751s$$

Dans notre cas (structure mixte), on peut également utiliser la formule suivante:

$$T=0,09h_n/\sqrt{d}$$

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

a)- sens transversale :

$$d_y=17.60 \longrightarrow T=0,795s$$

b)- sens longitudinale :

$$d_x=29.45 \longrightarrow T=0,615s$$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$\text{Donc : } T_x=0,615 s$$

$$T_y= 0,751 s$$

$$\text{On a : } T_2 = 0,5 < T < 3s \quad \text{donc } D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{D'où : } D_x = 2,5 \times 0,88 (0,5 / 0,615)^{2/3} = 1,92$$

$$\bullet \quad D_y = 2,5 \times 0,88 (0,5 / 0,751)^{2/3} = 1,68$$

• R : coef de comportement global de la structure

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Le contreventement mixte avec interaction (**R =3.5**).

➤ Q : est le facteur de qualité et est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

Sa valeur est déterminé par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_a$

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : $Q = 1.25$

➤ W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum w_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coef de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003.

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation) $\beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$

Calcul de W.

$W_{sans\ s/sol}$: poids de la structure : **W = 22182.463 KN**

Résumé des résultats :

Tableau 6.1 : Résume des résultats

Paramètres	Valeurs numériques
A	0.10
$D_x D_y$	1,92 – 1.68
Q	1,25
R	3.5
$W (KN)$	5362.812
$T_x T_y (s)$	0,615 - 0,751
η	0,88

Donc on a : $V = \frac{A.D.Q}{R}.W$

$V_{xstat} = 1521.083 KN$

$V_{ystat} = 1330.95 KN$

6.6.6 Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires.

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau 5.3 ci-dessous.

Tableau 6.2 : périodes, modes et facteurs de participation massique

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique (en%)			
		U _X	U _Y	ΣU _X	ΣU _Y
1	0,771648	1,912E-02	67,30139	1,912E-02	67,30139
2	0,6565151	70,19257	2,057E-02	70,21169	67,32197
3	0,527985	4,035E-02	7,878E-04	70,25205	67,32275
4	0,2601936	1,318095	1,213E-03	71,57014	67,32397
5	0,2588564	6,691E-04	1,638311	71,57082	68,96228
6	0,1987295	3,730996	2,458E-06	75,30181	68,96228
7	0,1793085	7,586E-02	18,66088	75,37767	87,62316
8	0,1776281	14,1478	9,745E-02	89,52547	87,72062
9	0,1280542	6,178E-02	2,379E-05	89,58726	87,72064
10	8,827E-02	6,21246	2,877E-05	95,79971	87,72067
11	8,011E-02	1,145E-04	7,139251	95,79983	94,85992
12	7,107E-02	1.012E-04	6,41253	95,87412	95,142

Remarques :

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- Une période fondamentale $T_{dyn} = 0,771$ s.
- RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

On a : $1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,615 = 0,799 > T_{dyn} = 0,771$ (la condition est donc vérifiée).

$1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,751 = 0,976 > T_{dyn} = 0,771$ (la condition est donc vérifiée).

- Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (yy') et (xx') successivement.
- Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- Les 11 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le **RPA99version 2003**).

L'effort sismique à la base.

D'après le fichier des résultats d'**ETABS** on a :

$$V_{x\text{ dyn}} = 2152.650 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{ dyn}} = 2410.220 \text{ KN}$$

D'après le RPA99/version2003 (art 4.3.6), la résultante V_t des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Ceci nous donne :

$$V_{x\text{ stat}} = 1521.083 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{ stat}} = 1330.95 \text{ KN}$$

$$0,80V_{x\text{ stat}} = 1216.866 \text{ KN, donc : } V_{x\text{ din}} > 0,80V_x$$

$$0,80V_y = 1064.76 \text{ KN, donc : } V_{y\text{ dyn}} > 0,80V_y$$

La condition de l'art 4.3.6 de RPA 99 version 2003 est donc vérifiée. On peut donc utiliser directement les résultats obtenus par le calcul automatique.

Vérification des déplacements latéraux inter-étage.

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99 version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$

Avec: $\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\Delta_x^k = R r_x \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R r_y \Delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$ dans le sens x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (y compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

R : Est le coefficient de comportement.

Tableau 6.3 : Déplacement inter-étage dans le sens 'yy'

Sens longitudinal.

niveau	$\delta_{eK}(m)$	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta_K(m)$	$\bar{\Delta}_K(m)$	observation
1	0,00075377	0,00376885	0	0,003768849	0,0323	OK
2	0,00178837	0,00894183	0,00376885	0,005172977	0,0323	OK
3	0,00307746	0,01538728	0,00894183	0,00644545	0,0306	OK
4	0,00457348	0,0228674	0,01538728	0,00748012	0,0306	OK
5	0,00616835	0,03084175	0,0228674	0,007974355	0,0306	OK
6	0,0078423	0,03921152	0,03084175	0,008369765	0,0306	OK
7	0,00949508	0,04747539	0,03921152	0,00826387	0,0306	OK
8	0,01112374	0,0556187	0,04747539	0,008143315	0,0306	OK
9	0,01265909	0,06329545	0,0556187	0,00767675	0,0306	OK
10	0,01538701	0,07693505	0,06329545	0,0136396	0,0306	OK
11	0,01635245	0,07896237	0,0655187	0,0127524	0,0306	OK
12	0,01854158	0,08747585	0,0665253	0,013124	0,0306	OK

Sens transversal.

niveau	$\delta_{eK}(m)$	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta_K(m)$	$\bar{\Delta}_K(m)$	observation
1	0,000681	0,003408	0	0,003408	0,0323	OK
2	0,001803	0,009019	0,003408	0,005611	0,0323	OK
3	0,003314	0,016570	0,009019	0,007551	0,0306	OK
4	0,005130	0,025651	0,016570	0,009080	0,0306	OK
5	0,007149	0,035747	0,025651	0,010096	0,0306	OK
6	0,009308	0,046540	0,035747	0,010792	0,0306	OK
7	0,011515	0,05757	0,046540	0,011037	0,0306	OK
8	0,013732	0,06866	0,057578	0,011085	0,0306	OK
9	0,015905	0,079525	0,068663	0,010862	0,0306	OK
10	0,018287	0,09146	0,079526	0,011913	0,0306	OK
11	0,018962	0,09523	0,084221	0,012131	0,0306	OK
12	0,019652	0,09865	0,085412	0,013221	0,0306	OK

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

Remarque : Le calcul des déplacements utilisés dans l'étape précédente correspond à la combinaison de charge suivante : $G + Q + E$.

6. 6.7 Vérification de l'effet P-Delta.

Il faut calculer le coefficient $\theta_K = P_K \Delta_K / V_K h_K$ et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

- Si $\theta_K < 0,10$: les effet de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$.
- Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : hauteur de l'étage 'K'.

Tableau 6.4 : Vérification de l'effet P-Delta

NIVEAU	P_K (KN)	Δ_{Kx} (mm)	Δ_{Ky} (mm)	V_{Kx} (KN)	V_{Ky} (KN)	h_K (mm)	θ_{KX}	θ_{KY}
1	45961,734	3,76	3,40	2921,049	2625,409	3230	0,019721	0,01984
2	39818,027	5,17	5,61	2837,887	2537,036	3230	0,023706	0,02877
3	34660,45	6,44	7,55	2712,176	2405,756	3060	0,026896	0,03554
4	29755,42	7,48	9,08	2545,041	2248,437	3060	0,028579	0,03926
5	24552,327	7,97	10,09	2319,319	2054,564	3060	0,027572	0,03940
6	19595,214	8,37	10,79	2021,794	1803,941	3060	0,026510	0,03830
7	14692,303	8,26	11,04	1660,772	1506,395	3060	0,023880	0,03518
8	6846,575	8,14	11,08	1237,142	1158,753	3060	0,014722	0,02139
9	5053,529	7,67	10,86	702,7415	685,2407	3060	0,018025	0,02617
10	462,806	13,64	11,91	100,7963	85,47316	3060	0,015775	0,01624
9	400.201	8,68	11.25	100.2131	84.11254	3060	0,018025	0,02617
10	398.210	12.65	10.10	100,0112	70.5254	3060	0,015775	0,01624

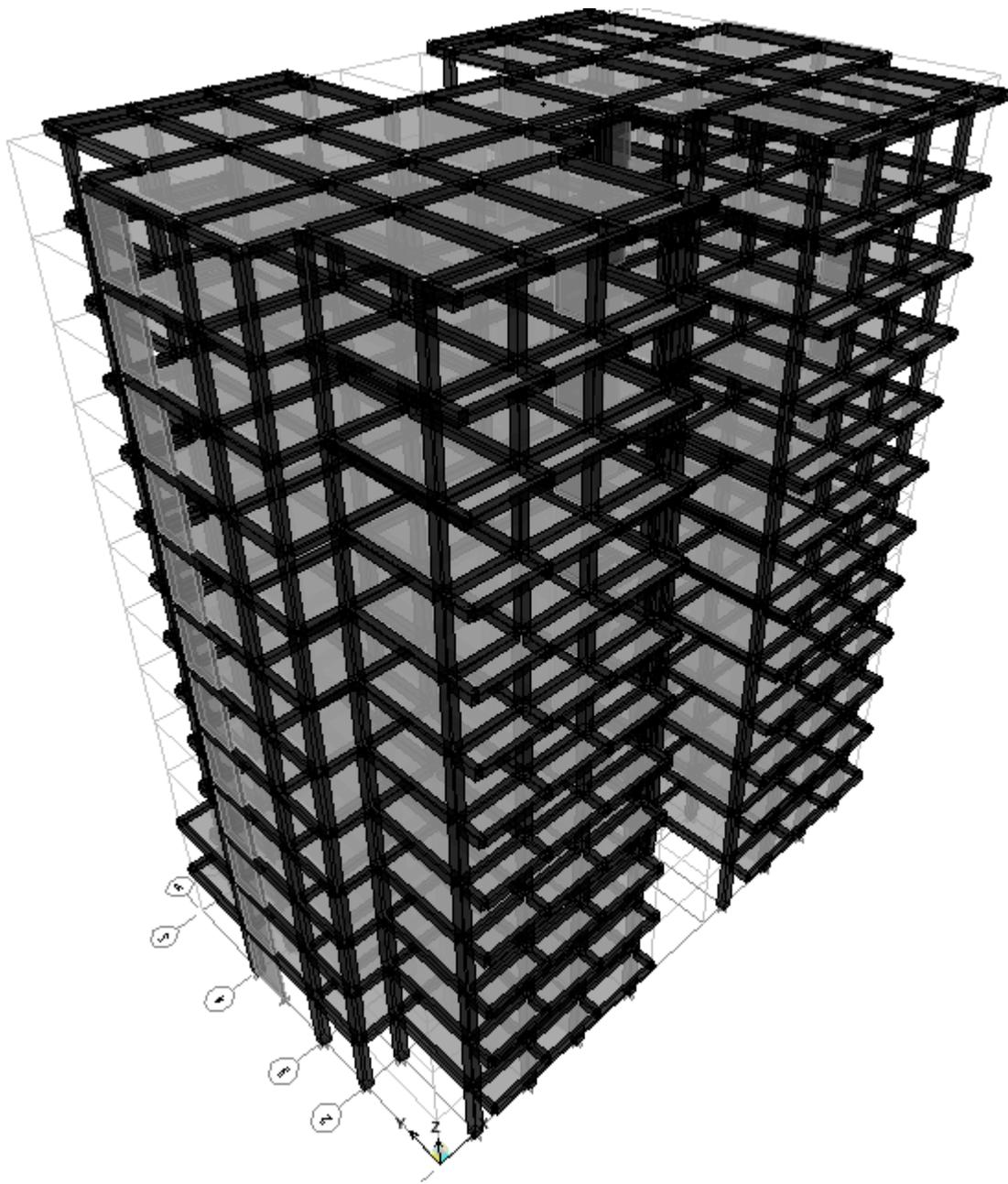
On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieure à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure. Néanmoins, nous étudierons avec détail ce phénomène au chapitre.....

6.7. Conclusions.

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents choques extérieurs, tel que le séisme après un ferraillement correcte.

On peut donc passer à l'étape du ferraillement.



7. Etude des portiques

7.1 Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres). L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

7.2 Définitions :

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 donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres principales et secondaires pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, sont sollicités à la flexion composée.

7.3- Etude des portiques :

7.3.1- 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.
- ❖ Combinaisons prises en compte :
 - Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires : (CBA93)
 - $1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.}$
 - $G + Q \longrightarrow \text{E.L.S.}$
 - Combinaisons accidentelles : RPA99 (version2003)
 - $$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$
 - $$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

(contreventement mixte voiles-portiques)

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel **Etabs**.

7.3.2- Etude des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales (30 × 40) cm².
- Poutres secondaires (30 × 30) cm².

a. Ferrailage réglementaire :

❖ Recommandation du RPA99 (version 2003):

❖ Armatures longitudinales :

- Armatures minimales : 0.5% × B en zone I.
- Armatures maximale $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$
- Longueur de recouvrement est de : 40.Ø en zone I.

Avec : **B** : Section de la poutre.

❖ Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S \times b$$

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 :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

❖ **Règlement CBA93 et BAEL91 :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Etabs" on obtient les résultats suivants :

Tableau.7.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants :

Sollicitations	E.L. U		E.L. S		ACC		Effort Tranchant T [KN]
	M _t [KN]	M _a [KN]	M _t [KN]	M _a [KN]	M _t [KN]	M _a [KN]	
Poutre principale (30x40) cm	63.61	-68.97	49.07	-53.05	98.97	-118.20	102.00
Poutre secondaire (30x30) cm	41.00	--52.36	20.36	-34.00	122.10	-130.35	160.54

❖ Armatures longitudinales :

❖ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- Poutres principales (30x40) cm : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires (30x30) cm : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.50 \text{ cm}^2$

❖ Conditions imposées par le BAEL.91 :

$h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$

- Poutres principales (30x40) cm : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{1.8}{400} \times 30 \times 36 = 1.12 \text{ cm}^2$

$h = 30 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 27 \text{ cm}$

- Poutres secondaires (30x30) cm : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{1.8}{400} \times 30 \times 27 = 0.84 \text{ cm}^2$

➤ **Exemple de calcul** : Poutres principales (30×40) cm²

b.1-En travée :

➤ **Situation durable et transitoire :**

❖ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_t^u = 63.61 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{63.61 \times 10^3}{11.33 \times 30 \times (36)^2} = 0.144$$

$$\mu = 0.144 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.196$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.921$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{63.61 \times 10^3}{348 \times 0.921 \times 36} = 5.51 \text{ cm}^2$$

❖ **Situation accidentelle :**

$$M_t^{acc} = 98.97 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{98.97 \times 10^3}{14.78 \times 30 \times (36)^2} = 0.172$$

$$\mu = 0.172 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.238$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.905$$

- Détermination des armatures:

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{98.97 \times 10^3}{400 \times 0.905 \times 36} = 7.59 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min})$$

$$A_t = \max(5.51; 7.59; 1.12) = 7.59 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$4T16 \longrightarrow A = 8.04 \text{ cm}^2$$

❖ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 49.07 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Flexion simple} \\ - \text{Section rectangulaire sans } A' \\ - \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{63.61}{49.07} = 1.296$$

$$\frac{1.296 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.348 > \alpha = 0.159 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

- Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour σ_s)

\Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

b.2-En appuis :

❖ Cas fondamentaux :

❖ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -68.97 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{68.97 \times 10^3}{11.33 \times 30 \times (36)^2} = 0.157$$

$$\mu = 0.157 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' N \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.214$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.914$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{68.97 \times 10^3}{348 \times 0.914 \times 36} = 3.22 \text{ cm}^2$$

❖ **Situation accidentelle :**

$$M_a^{acc} = -118.20 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{118.20 \times 10^3}{14.78 \times 30 \times (36)^2} = 0.206$$

$$\mu = 0.206 < \mu_L = 0.379 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' n \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.291$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.884$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{118.20 \times 10^3}{400 \times 0.884 \times 36} = 9.29 \text{ cm}^2$$

❖ **Conclusion :**

- Détermination des armatures :

$$A_a = \max(A_{cal} ; A_{acc} ; A_{\min(BAEL)})$$

$$A_a = \max(3.22; 9.29; 1.12) = 9.29 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$3T12+3T16 \longrightarrow A = 9.42 \text{ cm}^2$$

❖ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_a^{ser} = -53.07 \text{ KN.m}$$

<ul style="list-style-type: none"> - Flexion simple - Section rectangulaire sans A' - Acier FeE400 	}	$? \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$
---	---	---

Avec :
$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{63.61}{49.07} = 1.296$$

$$\frac{1.296 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.348 > \alpha = 0.177 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Conclusion :

<ul style="list-style-type: none"> $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$ Fissuration peu nuisible (Aucune vérification pour σ_s) 	}	$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$
--	---	--

b.3-Vérification de l'effort tranchant des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = 102.00 \text{ KN}$$

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

$$? \quad T_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \cdot d = 0.9 \times 36 = 32.40 \text{ cm}$$

$$T_u = 102000 \text{ N} \leq 0.267 \times 32.40 \times 30 \times 20 \times 10^2 = 519048 \text{ N}$$

\Rightarrow L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

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

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_L = 9.42 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(102000 - \frac{68970}{0.9 \cdot 36} \right) \cdot 10^{-2} = 2.97 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Aucune influence de}$$

l'effort tranchant sur les armatures longitudinal inférieur

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{102 \times 10^3}{30 \times 36 \times 100} = 0.944 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.66 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$\tau_u = 0.944 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.66 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

d) Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8mm$ de nuance d'acier FeE400 $\Rightarrow 4 \phi 8 \rightarrow A_t = 2.01cm^2$ (1cadre + 1étrier)

e) L'espacement des armatures transversales :

❖ Selon le **BAEL91**:

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30 \times (0.944 - 0.3 \times 1.8)} = 53.07cm$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(0.9 \times 36; 40)cm = 32.40cm.$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67.00cm$$

❖ Selon le **RPA99** (version2003) :

• Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \cdot 0.8\right) = 9.6cm \Rightarrow \delta_t = 10cm$$

• Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow \delta_t = 15cm$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 15cm \text{ en zone courante} \\ \delta_t = 10cm \text{ en zone nodale} \end{array} \right.$$

f) Vérification des armatures transversales :

• Zone nodale :

$$A_{t\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9cm^2$$

• Zone courante :

$$A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$$

b.4-Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L\max}$$

Remarque : étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est le même que celle déjà montrée ci-avant ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Tableau 7.2 : tableau récapitulatif de ferrillages des poutres principales et secondaires.

Types des poutres		A min (cm ²)		A cal	Barres choisis	A corr	Recouvrement
		BAEL	RPA V(2003)				
poutres principales type 01	Travées	1,12	6	8.04	3T16+3T14	10.65	64
	Appuis	1,12	6	9.29	3T16+3T14	10.65	64
poutres secondaires type 02	Travées	0,84	4,5	8.21	3T14+3T14	9.24	56
	Appuis	0,84	4,5	8.85	3T14+3T14	9.24	56

❖ Ferrailage des poutres :

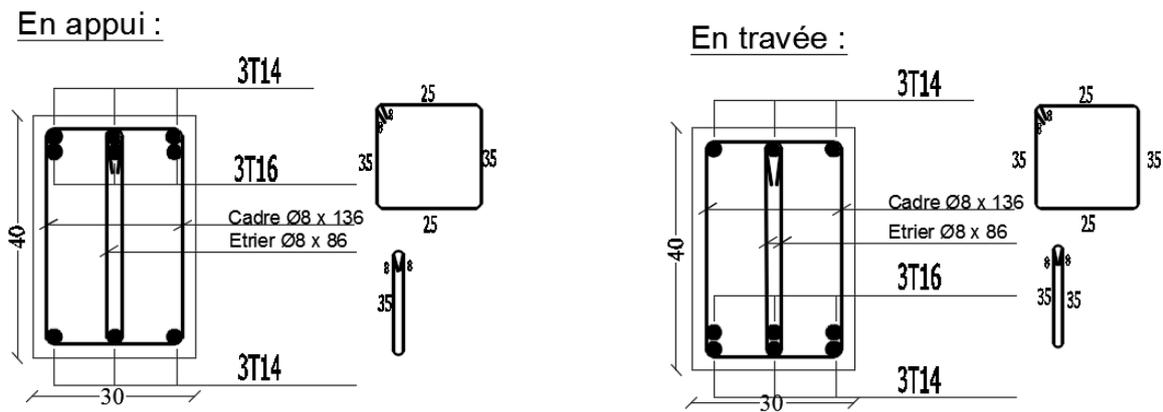


Fig.7.1: Ferrailage des poutres Principale.

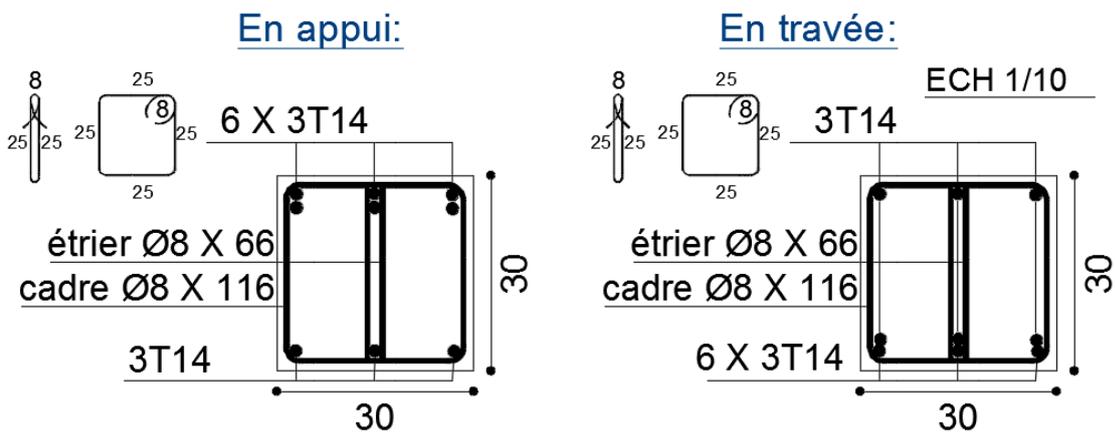


Fig.7.2 : Ferrailage des poutres secondaires.

7. 3.3-Etude des poteaux :

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal(N) et à deux moments fléchissant (M_{y-y} , M_{z-z}).

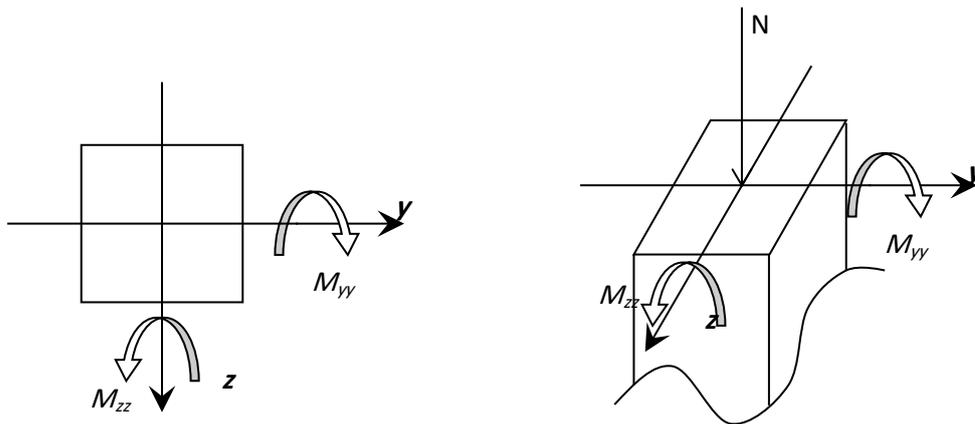


Fig.7.3: Sollicitation sur les poteaux.

7. 3.4 Combinaison de charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon les règles BAEL 91 : (situation durable et transitoire)

$$\begin{cases} \text{ELU} \dots\dots\dots 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS} \dots\dots\dots G+Q \end{cases}$$

Selon le RPA99/version 2003 : (situation accidentelle)

$$\begin{cases} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

7.3.5. Principe de calcul :

- 1) N^{\max} , $M_{zz \text{ corr.}}$, $M_{yy \text{ corr.}}$
- 2) M_{zz}^{\max} , $N_{\text{corr.}}$
- 3) M_{yy}^{\max} , $N_{\text{corr.}}$
- 4) N^{\min} , $M_{zz \text{ corr.}}$, $M_{yy \text{ corr.}}$

❖ Les armatures longitudinales :

• Conditions de RPA99 (version 2003) :

D'après le RPA99/version 2003(art.7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.7% en zone I.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ◆ 4% en zone courante et
 - ◆ 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 :

$$L'=2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

Avec :

h: Hauteur de la poutre;

b et **a** : Section d'un poteau;

h_e: Hauteur libre entre deux étages.

• Armature minimales imposées par les règles BAEL.91 :

$$A_{\min} = \max\left[\frac{0.2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100}\right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple ;}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour la flexion simple.}$$

$$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{Pour la traction simple.}$$

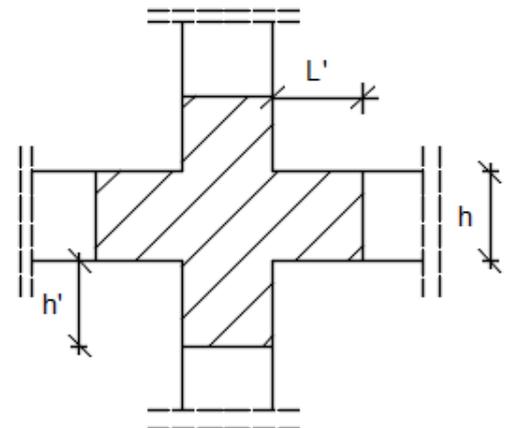


Fig. 7.4: zone nodale.

❖ **Armatures transversales :**

• **Selon le RPA99 (version 2003) :**

Les armatures transversales des portaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant ultime ;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a : Coefficient dépendant de l'élançement géométrique λ_g .

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

δ_t : Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

- Dans la Zone nodale : $\delta_t \leq \min(10\varnothing_L; 15\text{cm})$ (zone I)
- Zone courante : $\delta_t \leq 15.\varnothing_L$ (zone I).

\varnothing_L : 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 : $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- Si : $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

• **Selon les règles de BAEL91 :**

Le diamètre minimal des armatures transversales : $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_{L\max}}{3}$

Et l'espacement : $\delta_t = \min(15\varnothing_{L\min}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$

❖ Les types des poteaux :

Dans notre structure, on a 03 types de poteaux :

Tableau 7.3 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux.

Types	Niveaux	Section (cm ²)
1	Haut de SS- Haut de 2 ^{ème}	(45 ×45)
2	Haut de 3 ^{ème} -6 ^{ème}	(40 ×40)
3	Haut de 7 ^{ème} -10 ^{ème}	(35 ×35)

Tableau 7.4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants.

Combinaisons	Section (cm ²)		Poteau (45×45)	Poteau (40×40)	Poteau (35×35)	
	Sollicitations					
1.35 G + 1.5 Q	Cas1	N ^{max} [KN]	2092,88	170,45	77,5	
		M _{zz} ^{cor} [KN.m]	22,905	23,304	22,656	
		M _{yy} ^{cor} [KN.m]	14,019	13,324	12,815	
	Cas2	M _{zz} ^{max} [KN.m]	34,376	36,762	37,407	
		N ^{cor} [KN]	1078,22	765,45	463,03	
	Cas3	M _{yy} ^{max} [KN.m]	41,429	40,923	39,659	
		N ^{cor} [KN]	1163,54	803,09	433,59	
	Cas4	N ^{min} [KN]	1480,03	1101,42	734,78	
		M _{zz} ^{cor} [KN.m]	12,824	12,68	12,841	
		M _{yy} ^{cor} [KN.m]	35,912	35,84	34,594	
	G+Q+E 0.8G±E	Cas1	N ^{max} [KN]	488,76	226,84	130,18
			M _{zz} ^{cor} [KN.m]	18,082	23,41	22,149
M _{yy} ^{cor} [KN.m]			15,504	14,344	13,412	
Cas2		M _{zz} ^{max} [KN.m]	150,605	142,816	104,407	
		N ^{cor} [KN]	721,64	532,92	349,34	
Cas3		M _{yy} ^{max} [KN.m]	149,180	140,914	111,202	
		N ^{cor} [KN]	702,77	532,92	349,34	
Cas4		N ^{min} [KN]	1482,1	923,29	565,23	
		M _{zz} ^{cor} [KN.m]	12,482	13,05	50,264	
		M _{yy} ^{cor} [KN.m]	26,287	111,5	31,167	
Effort tranchant		T [KN]	43,24	42,87	42,42	

❖ Exemple de calcul :

✓ Ferrailage du poteau de section (45×45) cm² :

- Les armatures longitudinales :
 - Situation durable et transitoire :
- Etat limite ultime (E.L.U) : (1.35G+1.5Q)

b = 45cm h= 45cm d= 41cm

◆ Cas 1 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 2092.88\text{KN}$
- $M_{zz}^{\text{cor}} = 22.905 \text{ KN.m}$
- $M_{yy}^{\text{cor}} = 14.109 \text{ KN.m}$

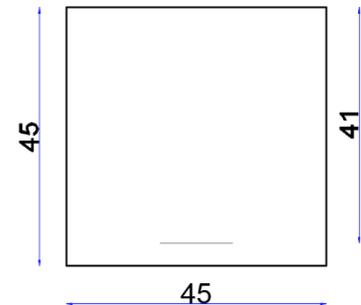


Fig 7.5: section de calcul

❖ Calcule suivant l'axe y-y :

✓ Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2290.5}{2092.88} = 1.09 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur du noyau central \rightarrow compression excentrée.

✓ Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{45} = 4.76 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \max [15 ; 20 \times \frac{1.09}{45}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.76 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ La section donnée peut être calculée en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ Excentricité additionnelle e_a :

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ Excentricité du second ordre e_2 :

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{2.76}{2.76 + 2.35} = 0.54$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.54 \times 2]$$

$$e_2 = 0.94 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 2092.88 \times (0.0109 + 0.02 + 0.0094)$$

$$M'_1 = 84.343 \text{ KN.m}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{8434.3}{2092.88} = 4.03 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

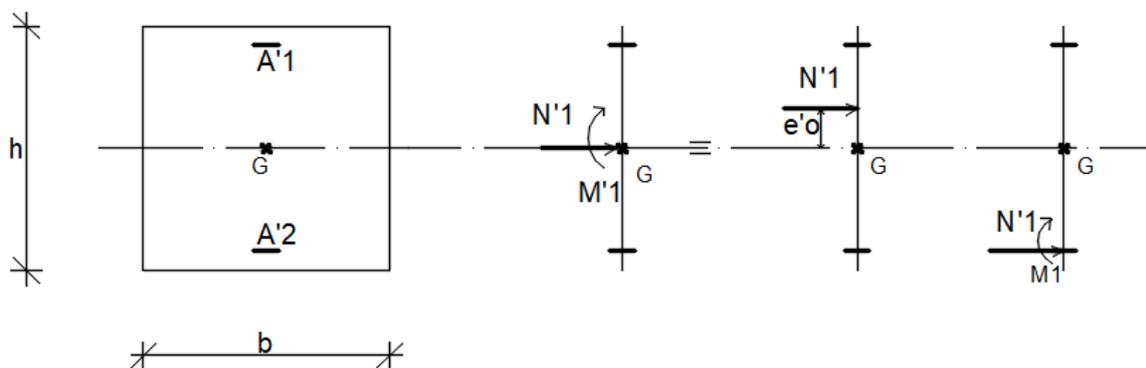


Fig.7.6: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale

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

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 84.343 + 2092.88 \times \left(0.41 - \frac{0.45}{2}\right)$$

$$M_1 = 471.526 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 4) \times 11.33 \times 45 \times 45 = 273598 \text{ N.m}$$

$$(1) = 273.598 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2092.88 \times (0.41 - 0.04) - 471.526$$

$$(2) = 302.840 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 273.598 KN.m < (2) = 302.840 KN.m → La section est entièrement comprimée (S.E.C).

- **Vérification si $A'_2 > 0$:**

$$N'_1 \times (d - c_1) - M_1 > (0.5h - c_1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$(3) = (0.5 \times 45 - 4) \times 11.33 \times 45 \times 45 = 424450 \text{ N.m}$$

$$(3) = 424.450$$

○ Conclusion :

(2) = 302.840 KN.m < (3) = 424.450 KN.m → $A'_2 = 0$

- ❖ **Calcul de l'armature A'_1 :**

$$A'_1 = \frac{N'_1 - 100 \times \psi \times \sigma_b \times b \times h}{100 \times \sigma'_{s1}}$$

- Coefficient de remplissage :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N'_1(d-c_1) - 100 \times M_1}{100 \times \sigma_b \times b \times h^2}}{0.8571 - \frac{c_1}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{2090880 \times (41-4) - 100 \times 471526}{100 \times 11.33 \times 45 \times 45^2}}{0.8571 - \frac{4}{45}} = 0.8457 ; 0.8095 < \psi = 0.8457 < 1$$

$$\sigma'_{s1} = ?$$

$$1000 \epsilon'_{s1} = 2 + (3.437 - 8.019 \times \frac{c_1}{h}) \sqrt{1 - \psi}$$

$$1000 \epsilon'_{s1} = 2 + (3.437 - 8.019 \times \frac{4}{45}) \sqrt{1 - 0.8457}$$

$$1000 \epsilon'_{s1} = 3.069 > 1000 \epsilon_L = 1.739 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow \sigma'_{s1} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A'_1 = \frac{N'_1 - 100 \times \psi \times \sigma_b \times b \times h}{100 \times \sigma'_{s1}}$$

$$A'_1 = \frac{209088 - 100 \times 0.8457 \times 11.33 \times 45 \times 45}{100 \times 348} < 0 \rightarrow \text{on prendra } A'_1 = 0$$

- **Calcul suivant l'axe z-z :**

$$N^{\max} = 2092.88 \text{ KN}$$

$$M_{yy}^{\text{cor}} = 14.109 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1410.9}{2092.88} = 0.67 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur du noyau central \rightarrow compression excentrée.

- **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{45} = 4.76 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \max [15 ; 20 \times \frac{0.20}{45}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.76 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ La section donnée peut être calculée en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

- ✓ **Excentricité additionnelle e_a :**

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

- **Excentricité du second ordre e_2 :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{2.05}{2.05 + 1.89} = 0.52$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.53 \times 2]$$

$$e_2 = 0.93 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 2092.88 \times (0.0067 + 0.02 + 0.0093)$$

$$M'_1 = 75.343 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{7534.3}{2092.88} = 3.6 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

❖ Calcul de l'armature A'_1 :

$$A'_1 = \frac{N'_1 - 100 \times \psi \times \sigma_b \times b \times h}{100 \times \sigma'_{s1}}$$

• Coefficient de remplissage :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N'_1(d-c_1) - 100 \times M_1}{100 \times \sigma_b \times b \times h^2}}{0.8571 - \frac{c_1}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{2092880 \times (41-4) - 100 \times 462526}{100 \times 11.33 \times 45 \times 45^2}}{0.8571 - \frac{4}{45}} = 0.8580 ; 0.8095 < \psi = 0.8580 < 1$$

$$\sigma'_{s1} = ?$$

$$1000 \varepsilon'_{s1} = 2 + (3.437 - 8.019 \times \frac{c_1}{h}) \sqrt{1 - \psi}$$

$$1000 \varepsilon'_{s1} = 2 + (3.437 - 8.019 \times \frac{4}{45}) \sqrt{1 - 0.8580}$$

$$1000 \varepsilon'_{s1} = 3.026 > 1000 \varepsilon_L = 1.739 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow \sigma'_{s1} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A'_1 = \frac{N'_1 - 100 \times \psi \times \sigma_b \times b \times h}{100 \times \sigma'_{s1}}$$

$$A'_1 = \frac{2092880 - 100 \times 0.8580 \times 11.33 \times 45 \times 45}{100 \times 348}$$

$$A'_1 = 3.57 \text{ cm}^2$$

♦ Cas 2 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{cor}} = 1078.22 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{max}} = 34.376 \text{ KN.m}$

• Position du point d'application de l'effort normal N :

- $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3437.6}{1078.22} = 3.19 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \Rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur du noyau central \rightarrow compression excentrée.

• Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{45} = 4.76 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \max [15 ; 20 \times \frac{3.36}{45}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.76 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ La section donnée peut être calculée en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

- **Excentricité additionnelle e_a :**

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

- **Excentricité du second ordre e_2 :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{12.25}{12.25 + 11.47} = 0.52$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.52 \times 2]$$

$$e_2 = 0.93 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1078.22 \times (0.0319 + 0.02 + 0.0093)$$

$$M'_1 = 65.987 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{6598.7}{1078.22} = 6.12 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

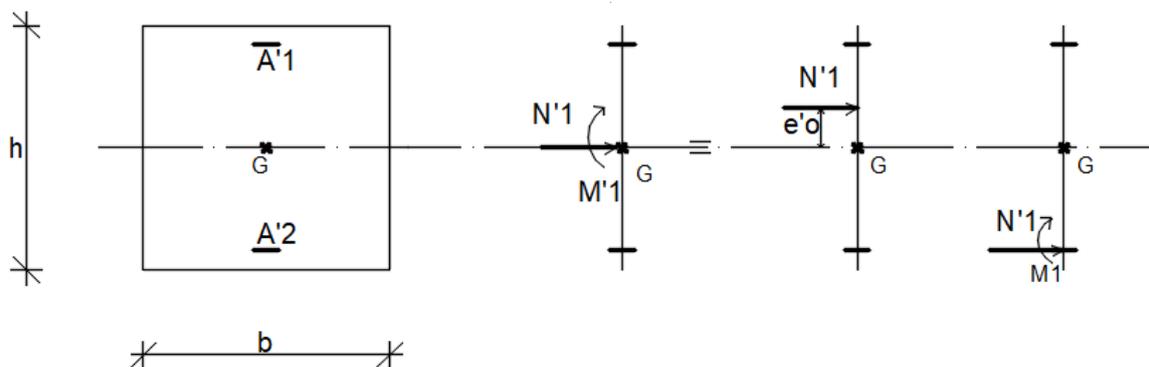


Fig.7.8: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale

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

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 65.987 + 1078.22 \times \left(0.41 - \frac{0.45}{2} \right)$$

$$M_1 = 265.458 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 4) \times 11.33 \times 45 \times 45 = 273598.26 \text{ N.m}$$

$$(1) = 273.598 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1078.22 \times (0.41 - 0.04) - 265.458$$

$$(2) = 133.483 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 273.598 KN.m > (2) = 133.483 KN.m → La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendues M_1 .

- **Vérification de l'existence de A'_1 :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{107822}{11.33 \times 45 \times 41^2} = 0.125$$

$$\mu = 0.125 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \rightarrow A'_1 \nexists \quad 1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L ;$$

$$\rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.169$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.325$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_1 = \frac{265458}{348 \times 0.325 \times 41} = 57.25 \text{ cm}^2$$

- On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 57.22 - \frac{10782200}{100 \times 348} < 0 \rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ Cas 3 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{cor}} = 1163.52 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{max}} = 41.429 \text{ KN.m}$

• **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4142.9}{1163.52} = 3.56 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur du noyau central \rightarrow compression excentrée.

• **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{45} = 4.76 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \max [15 ; 20 \times \frac{1.84}{45}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.76 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ La section donnée peut être calculée en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

• **Excentricité additionnelle e_a :**

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

• **Excentricité du second ordre e_2 :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2 ; \alpha = 0.52$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.52 \times 2]$$

$$e_2 = 0.93 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1163.52 \times (0.0035 + 0.02 + 0.0093)$$

$$M'_1 = 75.512 \text{ KN.m}$$

• **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{7551.2}{1163.52} = 6.49 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

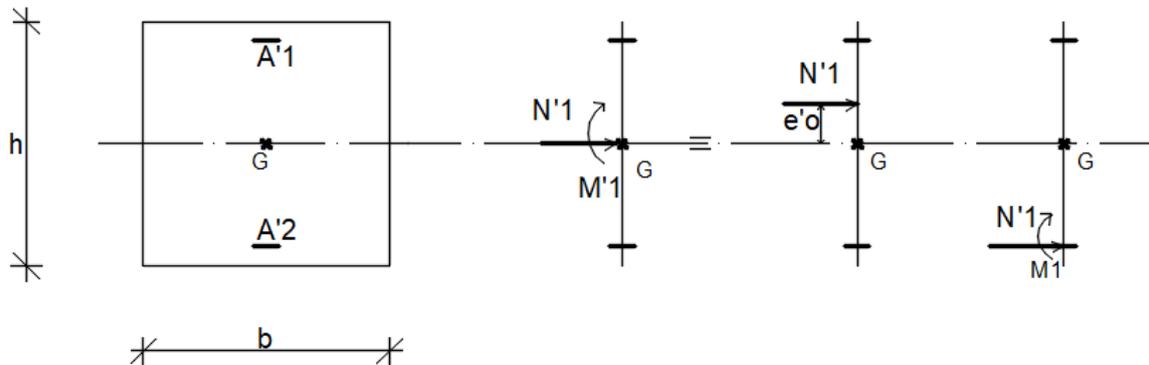


Fig7.9: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale

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

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 75.512 + 1163.52 \times \left(0.41 - \frac{0.45}{2} \right)$$

$$M_1 = 290.763 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 4) \times 11.33 \times 45 \times 45 = 273598 \text{ N.m}$$

$$(1) = 273.598 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1163.52 \times (0.41 - 0.04) - 290.763$$

$$(2) = 139.739 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 273.598 KN.m > (2) = 139.739 KN.m → La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendues M_1 .

- **Vérification de l'existence de A'_1 :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{290763}{11.33 \times 45 \times 41^2} = 0.399$$

$\mu = 0.399 < \mu_L = 0.392$ (acier FeE400) → $A'_1 \nexists$ $1000\epsilon_S > 1000\epsilon_L$;

$$\rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.541$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.783$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_1 = \frac{290763}{348 \times 0.783 \times 41} = 26.02 \text{ cm}^2$$

○ On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 26.02 - \frac{1163520}{100 \times 348} < 0 \rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

◆ Cas 4 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\min} = 1480.03 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{cor}} = 12.824 \text{ KN.m}$
- $M_{yy}^{\text{cor}} = 35.912 \text{ KN.m}$

● **Calcule suivant l'axe y-y :**

● **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1282.4}{1480.03} = 0.87 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur du noyau central \rightarrow compression excentrée.

● **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{45} = 4.76 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \max [15 ; 20 \times \frac{0.87}{45}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 3.89 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ La section donnée peut être calculée en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

● **Excentricité additionnelle e_a :**

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}] \quad e_a = 2 \text{ cm}$$

- **Excentricité du second ordre e_2 :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2 ; \alpha = 0.52$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.52 \times 2]$$

$$e_2 = 0.93 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1480.03 \times (0.0093 + 0.02 + 0.0087)$$

$$M'_1 = 56.537 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{5653.7}{1480.03} = 3.82 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

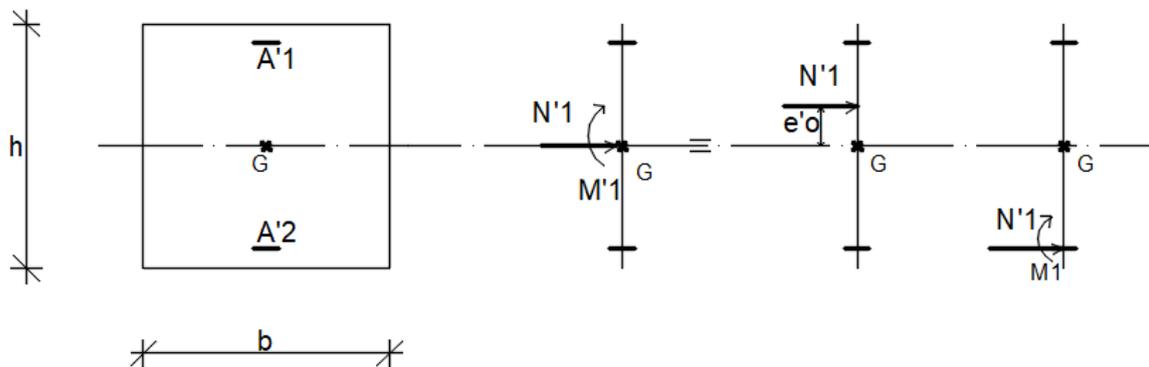


Fig.7.10: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 56.537 + 1480.03 \times \left(0.41 - \frac{0.45}{2}\right)$$

$$M_1 = 264.160 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 4) \times 11.33 \times 45 \times 45 = 273598 \text{ N.m}$$

$$(1) = 273.598 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1480.03 \times (0.41 - 0.04) - 264.160$$

$$(2) = 283.451 \text{ KN.m}$$

○ Conclusion :

$$(1) = 273.598 \text{ KN.m} < (2) = 283.451 \text{ KN.m} \rightarrow \text{La section est entièrement comprimée (S.E.C).}$$

✓ **Vérification si $A'_2 > 0$:**

$$\underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2 > \underbrace{(0.5h - c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_3$$

$$(3) = (0.5 \times 45 - 4) \times 11.33 \times 45 \times 45 = 424450 \text{ N.m}$$

$$(3) = 424.450 \text{ KN.m}$$

○ Conclusion :

$$(2) = 283.451 \text{ KN.m} < (3) = 424.450 \text{ KN.m} \rightarrow A'_2 = 0$$

❖ **Calcul de l'armature A'_1 :**

$$A'_1 = \frac{N'_1 - 100 \times \psi \times \sigma_b \times b \times h}{100 \times \sigma'_{s1}}$$

○ Coefficient de remplissage :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N'_1(d-c_1) - 100 \times M_1}{100 \times \sigma_b \times b \times h^2}}{0.8571 - \frac{c_1}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{1480030 \times (41-4) - 100 \times 264160}{100 \times 11.33 \times 45 \times 45^2}}{0.8571 - \frac{4}{45}} = 0.9251 ; 0.8095 < \psi = 0.9251 < 1$$

$$\sigma'_{s1} = ?$$

$$1000 \epsilon'_{s1} = 2 + (3.437 - 8.019 \times \frac{c_1}{h}) \sqrt{1 - \psi}$$

$$1000 \epsilon'_{s1} = 2 + (3.437 - 8.019 \times \frac{4}{55}) \sqrt{1 - 0.9251}$$

$$1000 \epsilon'_{s1} = 2.781 > 1000 \epsilon_L = 1.739 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow \sigma'_{s1} = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A'_1 = \frac{N'_1 - 100 \times \psi \times \sigma_b \times b \times h}{100 \times \sigma'_{s1}}$$

$$A'_1 = \frac{1480030 - 100 \times 0.9251 \times 11.33 \times 45 \times 45}{100 \times 348} < 0 \rightarrow \text{on prendra } A'_1 = 0$$

❖ **Calcule suivant l'axe z-z :**

$$N^{\min} = 1480.03 \text{ KN}$$

$$M_{yy}^{\text{cor}} = 35.912 \text{ KN.m}$$

• **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3591}{1480.03} = 2.42 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur du noyau central \rightarrow compression excentrée.

• **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{55} = 4.76 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \max [15 ; 20 \times \frac{2.42}{45}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.76 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ La section donnée peut être calculée en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

• **Excentricité additionnelle e_a :**

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

• **Excentricité du second ordre e_2 :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2 ; \alpha = 0.52$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.52 \times 2]$$

$$e_2 = 0.93 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1480.03 \times (0.0242 + 0.02 + 0.0093)$$

$$M'_1 = 79.18 \text{ KN.m}$$

• **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{7918}{1480.03} = 5.35 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

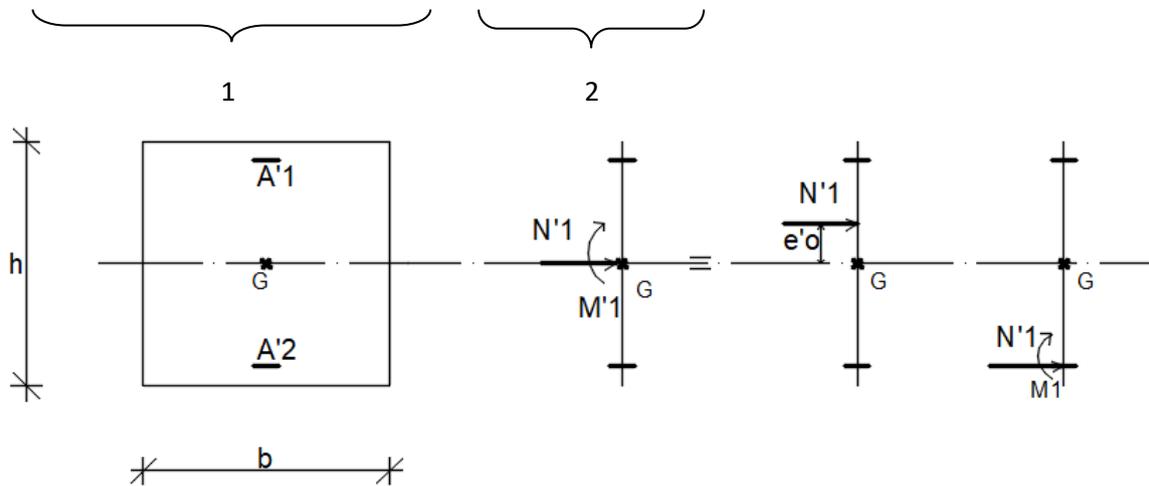


Fig.7.11: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale

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

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 79.18 + 1480.03 \times \left(0.41 - \frac{0.45}{2}\right)$$

$$M_1 = 352.986 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 4) \times 11.33 \times 45 \times 45 = 273598 \text{ N.m}$$

$$(1) = 273.598 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1480.03 \times (0.51 - 0.04) - 352.986$$

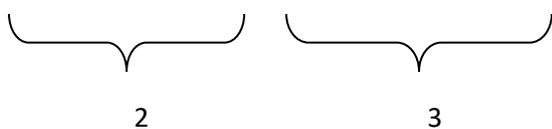
$$(2) = 342.628 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 273.598 KN.m < (2) = 342.628 KN.m → La section est entièrement comprimée (S.E.C).

- **Vérification si $A'_2 > 0$:**

$$N'_1 \times (d - c_1) - M_1 > (0.5h - c_1) \times \sigma_b \times b \times h$$



$$(3) = (0.5 \times 45 - 4) \times 11.33 \times 45 \times 45 = 424450 \text{ N.m}$$

$$(3) = 424.450 \text{ KN.m}$$

- Conclusion :

$$(2) = 342.628 \text{ KN.m} < (3) = 424.450 \text{ KN.m} \rightarrow A'_2 = 0$$

- Calcul de l'armature A'_1 :

$$A'_1 = \frac{N'_1 - 100 \times \psi \times \sigma_b \times b \times h}{100 \times \sigma'_{s1}}$$

- Coefficient de remplissage :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N'_1(d-c_1) - 100 \times M_1}{100 \times \sigma_b \times b \times h^2}}{0.8571 - \frac{c_1}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{1480030 \times (41-4) - 100 \times 352986}{100 \times 11.33 \times 45 \times 45^2}}{0.8571 - \frac{4}{45}} = 0.8780 ; 0.8095 < \psi = 0.8095 < 1$$

$$\sigma'_{s1} = ?$$

$$1000 \varepsilon'_{s1} = 2 + (3.437 - 8.019 \times \frac{c_1}{h}) \sqrt{1 - \psi}$$

$$1000 \varepsilon'_{s1} = 2 + (3.437 - 8.019 \times \frac{4}{55}) \sqrt{1 - 0.8206}$$

$$1000 \varepsilon'_{s1} = 3.246 > 1000 \varepsilon_L = 1.739 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow \sigma'_{s1} = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A'_1 = \frac{N'_1 - 100 \times \psi \times \sigma_b \times b \times h}{100 \times \sigma'_{s1}}$$

$$A'_1 = \frac{1480030 - 100 \times 0.8095 \times 11.33 \times 45 \times 45}{100 \times 348} < 0 \rightarrow \text{on prendra } A'_1 = 0$$

- Situation accidentelle : (G+Q±E ; 0.8G±E)

$$b = 45 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm} \quad d = 41 \text{ cm}$$

- ♦ Cas 1 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 488.76 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{cor}} = 18.082 \text{ KN.m}$
- $M_{yy}^{\text{cor}} = 15.504 \text{ KN.m}$

- Calcule suivant l'axe y-y :

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1802.2}{488.76} = 3.70 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur du noyau central} \rightarrow \text{compression excentrée.}$$

- Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{45} = 4.76 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \max [15 ; 20 \times \frac{3.7}{45}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.76 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ La section donnée peut être calculée en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

○ **Excentricité additionnelle e_a :**

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

○ **Excentricité du second ordre e_2 :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{3.85}{3.85 + 2.95} = 0.57$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.57 \times 2]$$

$$e_2 = 0.96 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 488.76 \times (0.0096 + 0.02 + 0.037)$$

$$M'_1 = 32.551 \text{ KN.m}$$

○ **Position du point d'application de l'effort normal de compression**

N'_1 :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{3255.1}{488.76} = 6.66 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

○ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

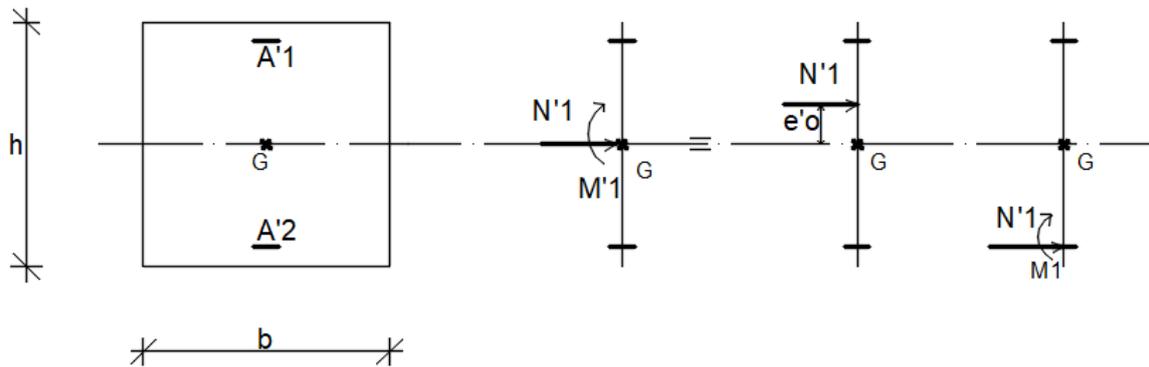


Fig 7.12: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 32.551 + 488.76 \times \left(0.41 - \frac{0.45}{2} \right)$$

$$M_1 = 122.272 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 4) \times 14.78 \times 45 \times 45 = 356909 \text{ N.m}$$

$$(1) = 356.909 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 488.76 \times (0.41 - 0.04) - 122.272$$

$$(2) = 58.569 \text{ KN.m}$$

- Conclusion :

(1) = 356.909 KN.m > (2) = 58.569 KN.m → La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendues M_1 .

- Vérification de l'existence de A'_1 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{122972}{14.78 \times 45 \times 41^2} = 0.102$$

$$\mu = 0.102 < \mu_L = 0.379 \text{ (acier FeE400)} \rightarrow A'_1 \nexists 1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L ;$$

$$\rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.146$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.946$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_1 = \frac{488760}{400 \times 0.946 \times 41} = 13.50 \text{ cm}^2$$

○ On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 13.50 - \frac{4887600}{100 \times 400} < 0 \rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

• **Calcul suivant l'axe z-z :**

$$N^{\max} = 488.76 \text{ KN}$$

$$M_{yy}^{\text{cor}} = 15.504 \text{ KN.m}$$

• **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1550.4}{488.76} = 3.17 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur du noyau central \rightarrow compression excentrée.

• **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{45} = 4.76 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \max [15 ; 20 \times \frac{3.17}{45}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.76 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ La section donnée peut être calculée en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

• **Excentricité additionnelle e_a :**

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

• **Excentricité du second ordre e_2 :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2 ; \alpha = 0.57$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.57 \times 2]$$

$$e_2 = 0.960 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 488.76 \times (0.0096 + 0.02 + 0.0317)$$

$$M'_1 = 29.961 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{2996.1}{488.76} = 6.13 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

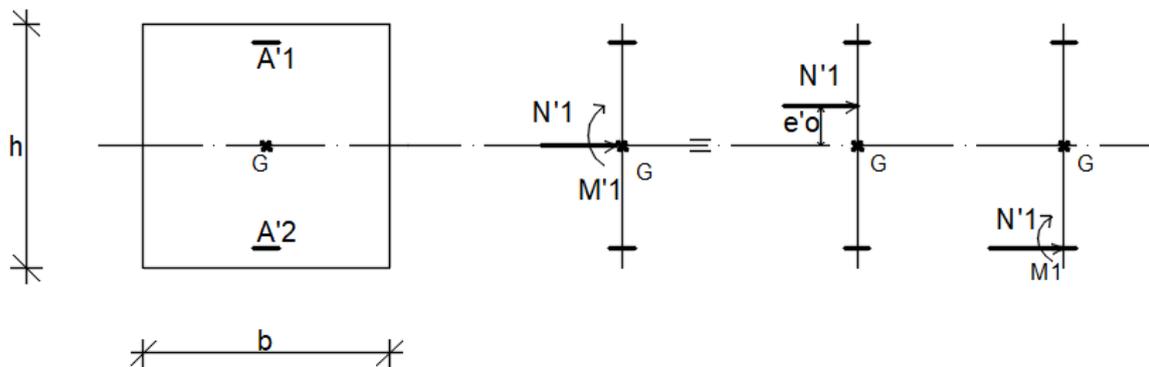


Fig.7.13: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale

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

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 29.961 + 1588.91 \times \left(0.41 - \frac{0.45}{2}\right)$$

$$M_1 = 323.909 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 4) \times 14.78 \times 45 \times 45 = 356909 \text{ N.m}$$

$$(1) = 356.909 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1488.76 \times (0.41 - 0.04) - 323.909$$

$$(2) = 226.932 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

$(1) = 356.909 \text{ KN.m} > (2) = 226.932 \text{ KN.m} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendues M_1 .

- **Vérification de l'existence de A'_1 :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{323909}{14.78 \times 45 \times 41^2} = 0.289$$

$$\mu = 0.289 < \mu_L = 0.379 \text{ (acier FeE400)} \rightarrow A'_1 \nexists 1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L ;$$

$$\rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.439$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.824$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_1 = \frac{323909}{400 \times 0.824 \times 41} = 23.96 \text{ cm}^2$$

- On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 23.96 - \frac{4887600}{100 \times 400} < 0 \rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- ♦ Cas 2 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{cor}} = 721.64 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{max}} = 150.605 \text{ KN.m}$

- **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{15060.5}{721.64} = 20.86 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section}$$

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

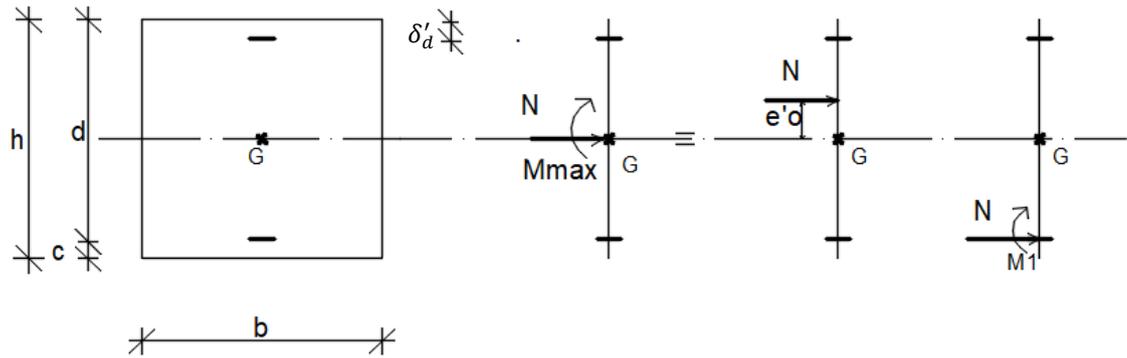


Fig.7.14: Position de N'_1 et M_1 sur la section transversale

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times (e_0 + d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 721.64 \times (0.2086 + 0.41 - \frac{0.45}{2})$$

$$M_1 = 284.038 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 4) \times 14.78 \times 45 \times 45 = 356909 \text{ N.m}$$

$$(1) = 356.909 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 721.64 \times (0.41 - 0.04) - 284.038$$

$$(2) = 6.892 \text{ KN.m}$$

- Conclusion :

(1) = 356.909 KN.m > (2) = 6.892 KN.m → La section est partiellement comprimée

(S.P.C).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendues M_1 .

- Vérification de l'existence de A'_1 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{284038}{14.78 \times 45 \times 41^2} = 0.254$$

$$\mu = 0.254 < \mu_L = 0.379 \text{ (acier FeE400)} \rightarrow A'_1 \nexists \quad 1000\epsilon_S > 1000\epsilon_L ;$$

$$\rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.373$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.851$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_1 = \frac{284038}{400 \times 0.851 \times 41} = 20.35 \text{ cm}^2$$

○ On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 20.35 - \frac{721640}{100 \times 400}$$

$$A = 2.32 \text{ cm}^2$$

◆ Cas 3 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{cor}} = 702.77 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{max}} = 149.180 \text{ KN.m}$

● **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{14918}{702.77} = 21.23 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

● **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

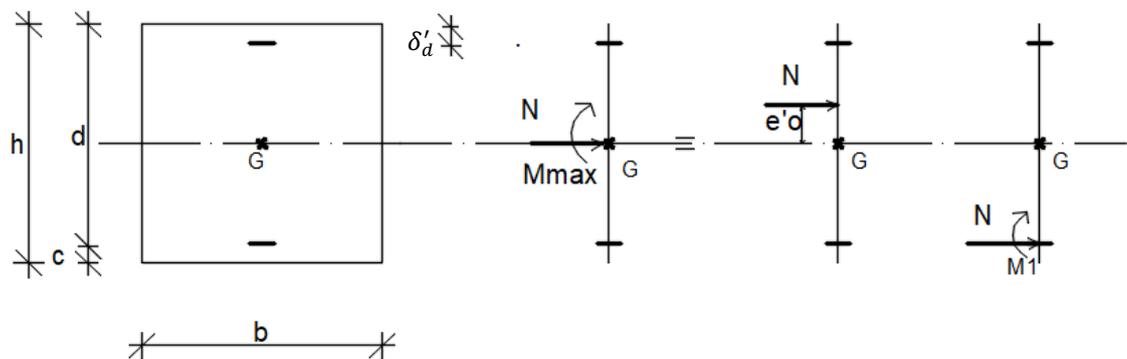


Fig.7.15: Position de N'_1 et M_1 sur la section transversale

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times (e_0 + d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 702.77 \times (0.2123 + 0.41 - \frac{0.45}{2})$$

$$M_1 = 279.211 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 4) \times 14.78 \times 45 \times 45 = 356909 \text{ N.m}$$

$$(1) = 356.909 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 702.77 \times (0.41 - 0.04) - 279.211$$

$$(2) = 19.186 \text{ KN.m}$$

- Conclusion :

(1) = 356.909 KN.m > (2) = 19.186 KN.m → La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendues M_1 .

- Vérification de l'existence de A'_1 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{219211}{14.78 \times 45 \times 41^2} = 0.196$$

$\mu = 0.196 < \mu_L = 0.379$ (acier FeE400) → $A'_1 \nexists$ $1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L$;

$$\rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.275$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.890$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_1 = \frac{219211}{400 \times 0.890 \times 41} = 15.02 \text{ cm}^2$$

- On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 15.02 - \frac{702770}{100 \times 400} < 0 \text{ on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ Cas 4 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\min} = 1482.1 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{cor}} = 12.482 \text{ KN.m}$
- $M_{yy}^{\text{cor}} = 26.287 \text{ KN.m}$

• **Calcule suivant l'axe y-y :**• **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1248.2}{1482.1} = 0.84 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur du noyau central \rightarrow compression excentrée.

• **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{45} = 4.76 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \max [15 ; 20 \times \frac{0.84}{45}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.76 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ La section donnée peut être calculée en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

• **Excentricité additionnelle e_a :**

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

• **Excentricité du second ordre e_2 :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2 ; \alpha = 0.57$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.57 \times 2]$$

$$e_2 = 0.96 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1482.1 \times (0.0084 + 0.02 + 0.0096)$$

$$M'_1 = 56.320 \text{ KN.m}$$

• **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{56.320}{1482.1} = 3.80 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

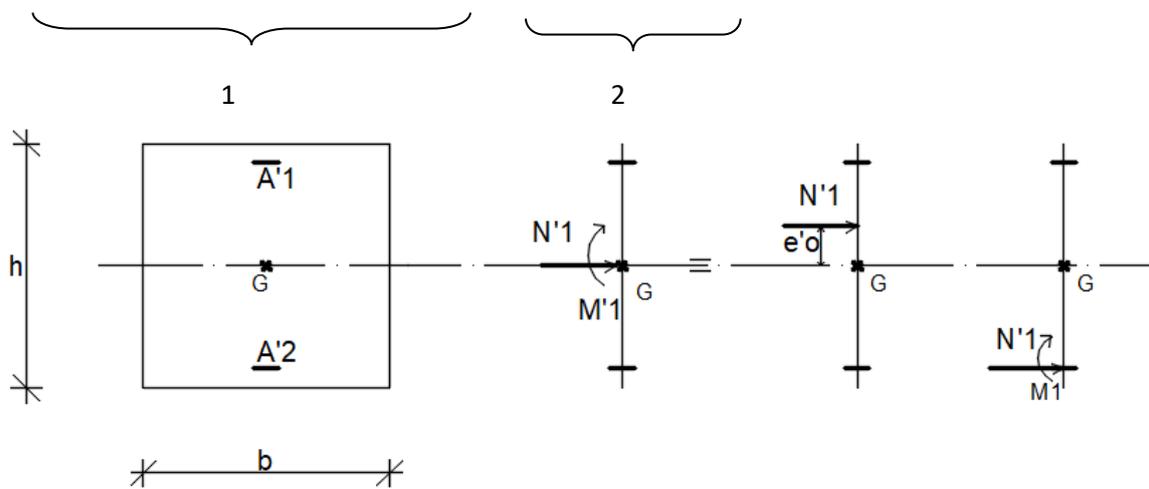


Fig.7.16: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 53.32 + 1482.1 \times \left(0.41 - \frac{0.45}{2} \right)$$

$$M_1 = 327.509 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 4) \times 14.78 \times 45 \times 45 = 356909 \text{ N.m}$$

$$(1) = 356.909 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1482.1 \times (0.41 - 0.04) - 327.509$$

$$(2) = 220.868 \text{ KN.m}$$

- Conclusion :

(1) = 356.909 KN.m > (2) = 220.868 KN.m → La section est partiellement comprimée

(S.P.C).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendues M_1 .

- **Vérification de l'existence de A'_1 :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{327509}{14.78 \times 45 \times 41^2} = 0.294$$

$\mu = 0.294 < \mu_L = 0.379$ (acier FeE400) $\rightarrow A_1 \notin 1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L$;

$$\rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.447$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.821$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_1 = \frac{327509}{400 \times 0.821 \times 41} = 24.32 \text{ cm}^2$$

○ On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 24.32 - \frac{14821000}{100 \times 400} < 0 \rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- **Calcule suivant l'axe z-z :**

$$N^{\min} = 1482.1 \text{ KN}$$

$$M_{yy}^{\text{cor}} = 26.287 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2628.7}{1482.1} = 1.81 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4.58 \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur du noyau central \rightarrow compression excentrée.

- **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{45} = 4.76 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \max [15 ; 20 \times \frac{1.81}{45}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.76 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ La section donnée peut être calculée en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

- **Excentricité additionnelle e_a :**

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

- **Excentricité du second ordre e_2 :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2 ; \alpha = 0.57$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.57 \times 2]$$

$$e_2 = 0.96 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1482.1 \times (0.0181 + 0.02 + 0.0096)$$

$$M'_1 = 70.696 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{7069.6}{1482.1} = 4.77 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

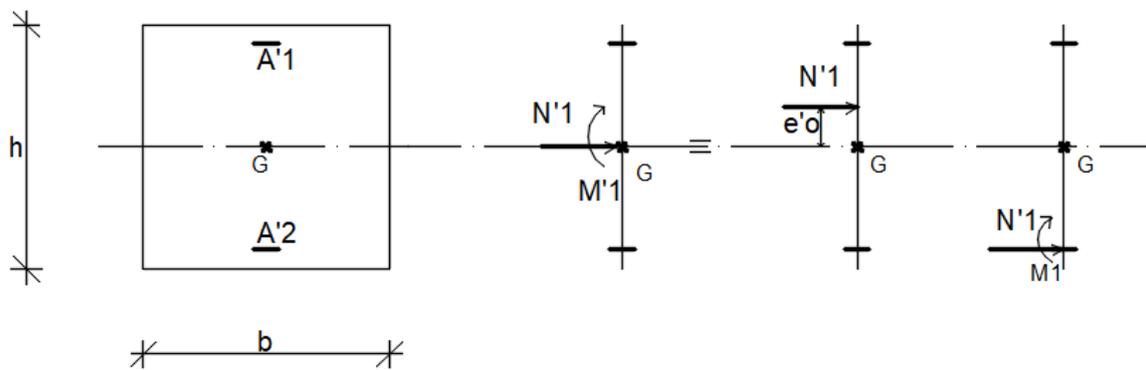


Fig.7.17 : Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 70.969 + 1482.1 \times \left(0.41 - \frac{0.45}{2}\right)$$

$$M_1 = 345.158 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 4) \times 14.78 \times 45 \times 45 = 356909 \text{ N.m}$$

$$(1) = 356.909 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1482.1 \times (0.41 - 0.04) - 345.158$$

$$(2) = 203.219 \text{ KN.m}$$

- Conclusion :

(1) = 356.909 KN.m > (2) = 203.219 KN.m → La section est partiellement Comprimée

(S.P.C).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendues M_1 .

- **Vérification de l'existence de A'_1 :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{345158}{14.78 \times 45 \times 41^2} = 0.309$$

$$\mu = 0.309 < \mu_L = 0.379 \text{ (acier FeE400)} \rightarrow A'_1 \nexists \quad 1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L ;$$

$$\rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.477$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.809$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_1 = \frac{345158}{400 \times 0.809 \times 41} = 26.01 \text{ cm}^2$$

- On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 26.01 - \frac{1482100}{100 \times 400} < 0 \rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures minimales :**

- Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0.8\% \times (b \times h) = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

- Suivant B.A.E.L 91 :

$$A_{\min} = \max \left(\frac{0.2 \times b \times h}{100} ; \frac{8 \times (b+h)}{100} \right)$$

$$A_{\min} = \max (4.05 ; 7.2)$$

$$A_{\min} = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{5 \times b \times h}{100} = \frac{5 \times 45 \times 45}{100}$$

$$A_{\max} = 101.25 \text{ cm}^2$$

- Conclusion

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{minRPA}}; A_{\text{minBAEL}}) = 13.50 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 101.25 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Choix des armatures :

$$4T16 + 4T14 \rightarrow A = 14.20 \text{ cm}^2$$

- Vérification de l'effort tranchant :

- D'après le fichier de résultats Etabs :

$$T_{\max} = 43240 \text{ N}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{43240}{45 \times 45 \times 100} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.66 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.66 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{2}{3} = 0.66 \text{ cm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

- Espacement des armatures transversales :

- Suivant les règles BAEL 91 :

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40 \text{ cm}; b+10 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

- D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone I)

$$\text{Zone nodale : } \delta_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 24 \text{ cm}$

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

- Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214.2}{45} = 4.76 < 5 \rightarrow A_{\min} = 0.5\% \times b \times \delta_t = 0.005 \times 45 \times 15 = 3.38 \text{ cm}^2$$

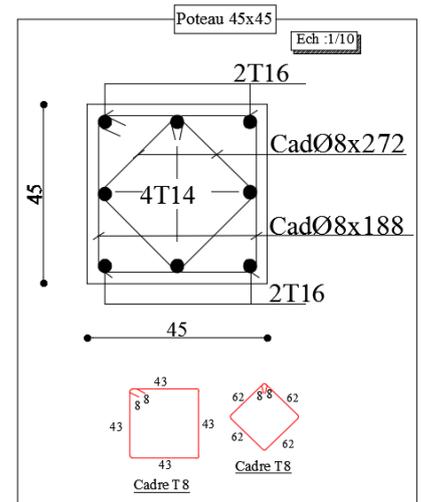


Fig.7.18: Ferrailage du poteau.

- **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot h ; L' = 2 \cdot 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \right)$$

$$h' = \max \left(\frac{306}{6} ; 45 ; 40 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

- Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{\max}}$$

$$L_r = 80 \text{ cm}$$

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que

Précédemment; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau.7.5: Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux

Types	Section [cm ²]	A _{cal} [cm ²]	A _{min RPA}	Choix	A _{adopté} [cm ²]	Longueur de Recouvrement [cm ²]
1	45 × 45	13.20	14.17	4T16+4T14	14.20	80
2	40 × 40	10.14	11.20	4T16+4T14	14.20	56
3	35 × 35	8.54	8.58	6T14	14.20	56

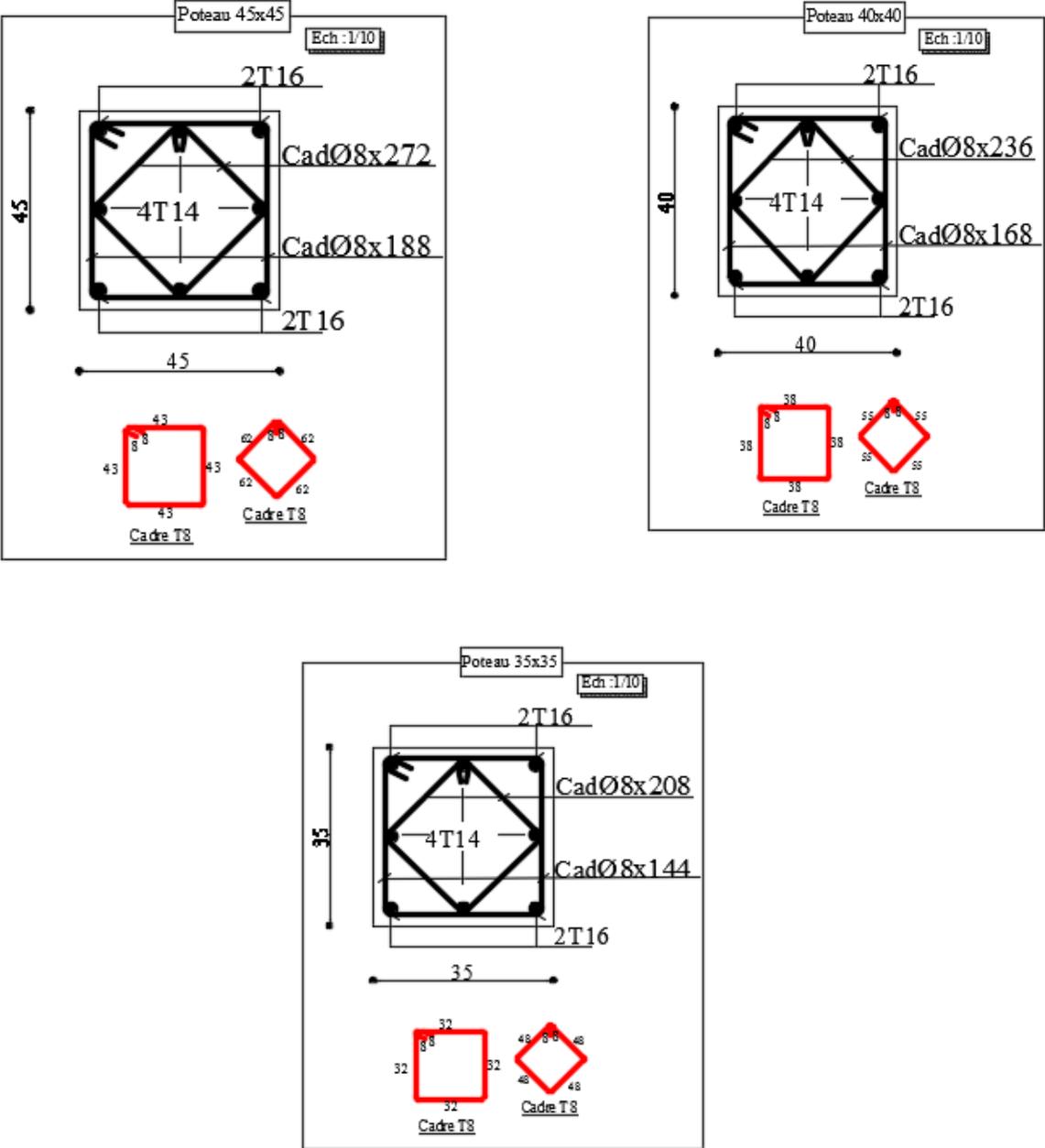


Fig.7.19: Ferrailage des poteaux.

8. Etude des voiles

8.1 Introduction :

Les voiles ou les refends sont des plaques en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieures à l'épaisseur. Ils travaillent à la flexion simple ou composée due à la poussée des terres (voiles périphériques) comme ils peuvent résister aux efforts sismiques (efforts horizontaux) et aux efforts normaux de compression (voiles de contreventement).

Dans notre projet, on étudie trois types de voiles :

- 1- Voiles périphériques ;
- 2- Voiles de contreventement sans ouvertures

Les Voiles sont ferrillés à l'aide des résultats donnés par le logiciel **ETABS**.

8.2 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 V 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 ferrillages 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 :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G + Q \\ - G \pm Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

8.2.1 les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens (voir fig .VIII.1), ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant.[RPA99/7.7.4]

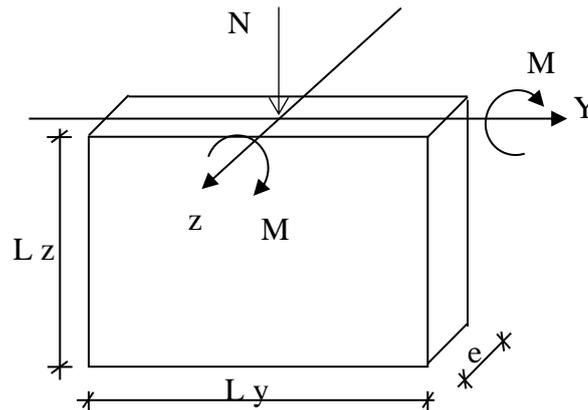
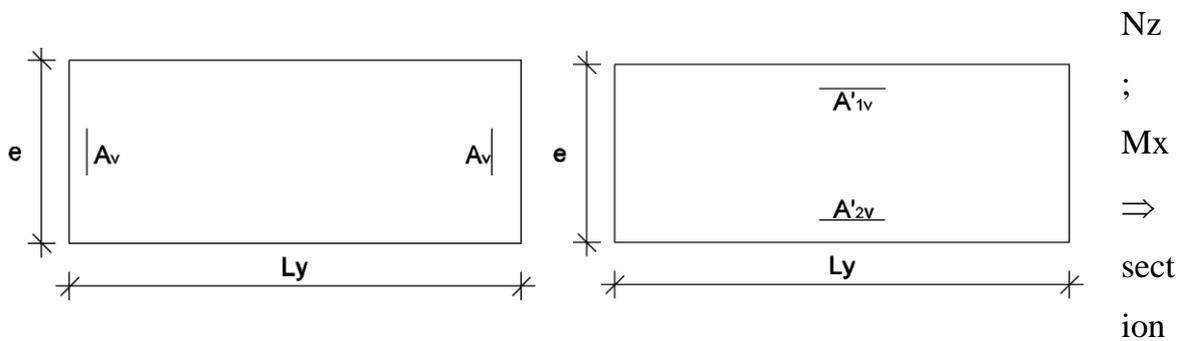


Fig.8. 1: Les sollicitations de calcul d'un voile.

Sens x-x :



des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure. VIII.2)

Sens-y-y :

Nz; My

=> section des armatures verticales

Fig.8. 2 : les sections de calcul

parallèle au parement du voile (Voir figure. VIII.2).

➤ **Condition le Règlement Parasismique Algérienne 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 :

✓ $S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \rightarrow$ 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 : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.

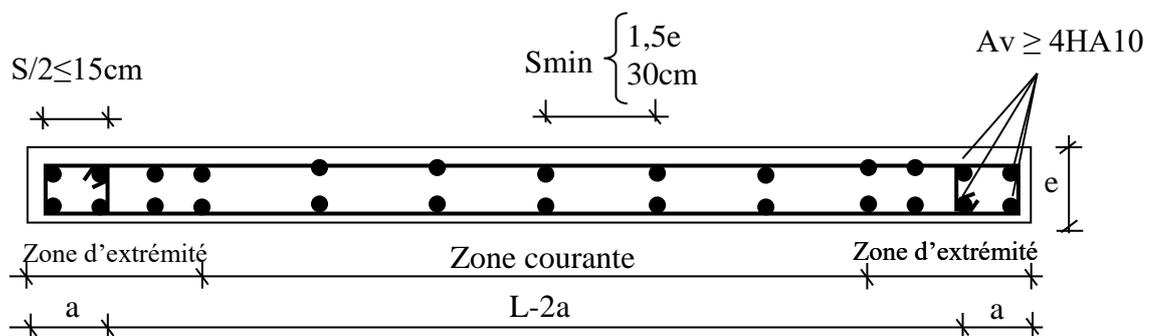


Fig.8. 3 : disposition des armatures verticales dans les voiles

8.2.2 Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

➤ Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° 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 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- **40 ϕ** pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et
- **20 ϕ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

❖ **Exemple de calcul ;**

- Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « etabs » les sollicitations maximales sont :

Tableau. 8. 1 : Les sollicitations de calcul du voile

N [KN]	My[KN.m]	Mz [KN.m]	T [KN]
9434.25	1767,44	2283,09	661,55

➤ **Sens-y-y :**

$$\begin{cases} N=9434.25 \text{ KN.} \\ M_z=2283.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La section de calcul est (bx300cm)

❖ **Calcule suivant l'axe y-y :**

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{228309}{9434.25} = 24.20 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 25 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur du noyau central \rightarrow compression excentrée.

✓ **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 323 = 226.1 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{226.1}{300} = 0.75 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \max [15 ; 20 \times \frac{0.24}{300}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 0.75 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ La section donnée peut être calculée en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle e_a :**

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{300}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{815.20}{815.20 + 500.14} = 0.61$$

$$e_2 = \frac{3 \times 226.10^2}{10^4 \times 300} \times [2 + 0.61 \times 2]$$

$$e_2 = 0.16 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 9434.25 \times (0.024 + 0.02 + 0.0016)$$

$$M'_1 = 430.20 \text{ KN.m}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{43020}{9434.25} = 4.56 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 150 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

○ Moment partiel support aux armatures les n° 2 et 3 comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 43020 + 9434250 \times \left(2.70 - \frac{3.0}{2}\right) = 11364120 \text{ N.m}$$

$$M_1 = 11364.120 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 300 - 0.81 \times 5) \times 11.33 \times 300 \times 20 = 6597459 \text{ N.m}$$

$$(1) = 6597.46 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 9434.25 \times (2.70 - 0.05) - 11364.120$$

$$(2) = 13636.64 \text{ KN.m}$$

○ Conclusion :

(1) = 6597.46 KN.m < (2) = 13636.64 KN.m → La section est entièrement comprimée (S.E.C).

✓ **Vérification si $A'_2 > 0$:**

$$N'_1 \times (d - c_1) - M_1 > (0.5h - c_1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$\underbrace{\hspace{10em}}_2 \quad \underbrace{\hspace{10em}}_3$$

$$(3) = (0.5 \times 300 - 5) \times 11.33 \times 300 \times 20 = 98571000 \text{ N.m}$$

$$(3) = 98571 \text{ KN.m}$$

○ Conclusion :

(2) = 13636.64 KN.m < (3) = 98571.00 KN.m → $A'_2 = 0$

❖ Calcul de l'armature A'_1 :

$$A'_1 = \frac{N'_1 - 100 \times \psi \times \sigma_b \times b \times h}{100 \times \sigma'_{s1}}$$

○ Coefficient de remplissage :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N'_1(d-c_1) - 100 \times M_1}{100 \times \sigma_b \times b \times h^2}}{0.8571 - \frac{c_1}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{9434250 \times (300-5) - 100 \times 14204210}{100 \times 11.33 \times 20 \times 300^2}}{0.8571 - \frac{5}{300}} = 0.9140; \quad 0.8095 < \psi = 0.9140 < 1$$

$$\sigma'_{s1} = ?$$

$$1000 \epsilon'_{s1} = 2 + (3.437 - 8.019 \times \frac{c_1}{h}) \sqrt{1 - \psi}$$

$$1000 \epsilon'_{s1} = 2 + (3.437 - 8.019 \times \frac{5}{300}) \sqrt{1 - 0.9140}$$

$$1000 \epsilon'_{s1} = 2.969 > 1000 \epsilon_L = 1.739 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow \sigma'_{s1} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A'_1 = \frac{N'_1 - 100 \times \psi \times \sigma_b \times b \times h}{100 \times \sigma'_{s1}}$$

$$A'_1 = \frac{943425 - 100 \times 0.9140 \times 11.33 \times 20 \times 300}{100 \times 348} < 0 \Rightarrow \text{on prendra } A'_1 = 0$$

• Armature minimale :

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 300 = 9.00 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 9.00 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix :

$$8T12/m_L \rightarrow A = 9.05 \text{ cm}^2/m_L.$$

➤ Sens z-z :

$$\begin{cases} N = 9434.25 \\ My = 1767.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

1- calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{1767.44}{9434.25} \times 100 = 18.73 \text{ cm.} > \frac{h}{12} = 1.67 \text{ cm.}$$

L'effort normal de compression est appliqué

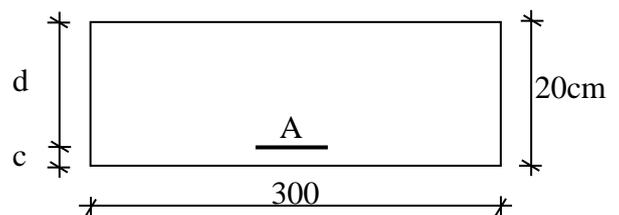


Fig.8.4: Section de calcul

à l'extérieur de la section => (S.P.C)

$$M_1 = M_z + N(d - \frac{h}{2}) = 2283.09 + 9434.25x(0.09 + \frac{0.20}{2})$$

$$\Rightarrow M_1 = 4075.60 \text{ KN.m}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

2- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{407560}{11.33 \times 300 \times (18)^2} = 0.370$$

$$\mu = 0.370 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.613$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.755$$

Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{4075600}{348 \times 0.755 \times 18} = 8.62 \text{ cm}^2 / m_L$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 8.62 - \frac{943425}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Armature minimale :

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 300 = 9.00 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 9.00 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix :

$$7\text{T}14/m_L \rightarrow A = 10.78 \text{ cm}^2/m_L.$$

• Le choix des armatures :

Sens x-x : les armatures verticales : 7T14/m_L

Sens-y-y : les armatures horizontales : 8T12/m_L

• L'espace minimal des barres verticales et horizontales :

Selon RPA99 (version 2003) :

- $S \leq \min(1.5x_a; 30\text{cm})$

- $S \leq \min(1.5x_{20}; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$, alors l'espace se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$.

Donc, on adoptera un espace : $S = 20\text{cm}$.

$$S' = 20/2 = 10 \text{ cm}$$

3- Calcul des armatures transversales :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 2.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times d} \quad ; \quad \mathbf{T} = 1.4 T_u$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 661.55 \times 10^3}{20 \times 290 \times 100} = 1.59 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

- 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 :

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow (\text{Pas de reprise de bétonnage})$$

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow At \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S$$

$$\Rightarrow At \geq \frac{1.59}{0.9 \times \frac{400}{1.15}} \times 20 \times 20 = 2.03 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{t \min}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min\left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right]$$

$$\Rightarrow A_{t \min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{1.59}{2} \Rightarrow A_{t \min} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$At = \max(A_{\text{calcul}}; A_{t \min})$$

$$At = \max(2.03 \text{ cm}^2; 0.79 \text{ cm}^2) = 2.03 \text{ cm}^2$$

- Choix :

$$3T10 \rightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2$$

8.4-Etude des voiles périphériques :

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 $\geq 20\text{cm}$
- 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 :

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1.h.e = 1 \times 3.00 \times 0,20 = 0.6 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 0.6 = 1500 \text{ Kg}$$

❖ Etat limite ultime (E.L.U.) : $N = 1.35 \times 1500 = 2025 \text{ daN} = 20.25 \text{ KN}$

❖ Etat limite de service (E.L.S.) : $N = P_{pr} = 15.00 \text{ KN}$

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

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3} \varphi$; $\varphi = 35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

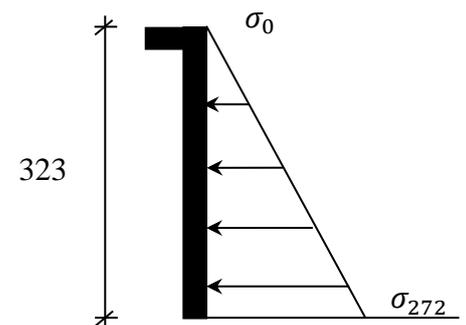


Fig.8. 5: Contrainte du voile

$$K_p=0,247.$$

➤ Calcul des contraintes :

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{2,55} = 0,247 \times 17 \times 3,23 = 13,56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On va considère que le voile est comme une dalle qui s'appuie Sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q.

$$q = \frac{13,56 + 0}{2} = 6,78 \text{ KN} / \text{m}^2$$

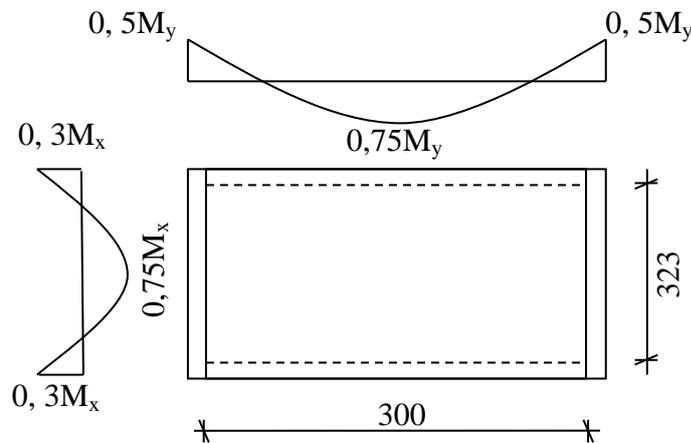


Fig.8.6: Panneau de dalle appuie sur 4 coté

❖ Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1,35 \times 678 = 915,30 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_u} = q_u \times 1,00 = 915,30 \text{ daN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_s = 678 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1,00 = 678 \text{ daN/m}_L.$$

• Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y \end{array} \right.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\left\{ \begin{array}{ll} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{323}{500} = 0.646 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant deux sens.}$$

- Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

- Etat limite ultime :

$$\rho = 0.64 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x^u = 0.0759 \\ \mu_y^u = 0.356 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x^u = 0.0759 \times 915.30 \times 3.23^2 = 724.79 daN.m \\ M_y^u = 0.356 \times 574.65 = 258.02 daN.m \end{array} \right.$$

- Etat limite de service:

$$\rho = 0.64 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x^{ser} = 0.0813 \\ \mu_y^{ser} = 0.519 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x^{ser} = 0.0813 \times 678 \times 3.23^2 = 575.08 daN.m \\ M_y^{ser} = 0.519 \times 511.17 = 298.46 daN.m \end{array} \right.$$

Tableau.8.2 : 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)	307,63	244,83	137,37	153,83
M _t (daN.m)	463,19	393,09	190,84	208,74

- Calcul des ferrailages :

- Enrobage :

Fissuration préjudiciable → a = 2cm

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ \end{array} \right.$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{cm}$$

En prend : $\phi = 1\text{cm}$

Donc :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{1}{2} = 2.5\text{cm} \\ C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3.5\text{cm} \\ d_x = h_0 - c_x = 17.5\text{cm} \\ d_y = h_0 - c_y = 16.5\text{cm} \end{cases}$$

Le ferrailage 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.) :

$$M_{tx}^u = 463.19\text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{4631.9}{11.33 \times 100 \times (17.5)^2} = 0.013$$

$$\mu = 0.013 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,993$$

• Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4631.9}{348 \times 0.993 \times 17.5} = 0.77\text{ cm}^2/m_L$$

• Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 500 \times 20 = 8.00\text{ cm}^2/m_L$$

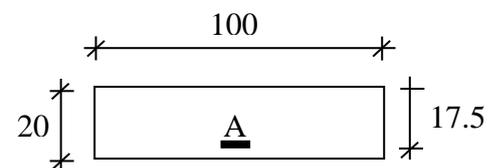


Fig. 8.7: Section de calcul en travée (x-x)

$$A_r = \max(A_{cal}; A_{min}) = 8.00 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Espacement maximal des armatures:

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

- Choix des armatures:

$$32\text{T}14 + 3\text{T}12 / m_L \longrightarrow A = 8.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(e = 15cm).

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

$$M_{tx}^{ser} = 393.09 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 8}{500} = 0.24$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.24 \times 17.5 = 8.4$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.24 + \sqrt{0.24^2 + 8.4} = 2.66 \text{ cm}$$

$$\triangleright I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{500 \times 2.66^3}{3} + 15 \times 8.4 \times (17.5 - 2.66)^2 = 30885.27 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{39309}{30885.27} = 1.27$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 1.27 \times 2.66 = 3.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 1.27 \times (17.5 - 2.66) = 282.70 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3.f_e; 150\eta) = \min(2/3.400; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

❖ Sens y-y :

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

$$M_{ty}^u = 190.84 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{19084}{11.33 \times 100 \times (16.5)^2} = 0,01$$

$$\mu = 0,01 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

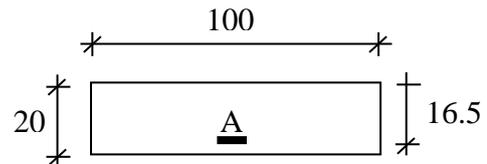


Fig. 8.8: Section de calcul en travée (y-y)

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0160$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

- Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{1908,4}{348 \times 0,994 \times 16,5} = 0,33 \text{cm}^2/m_L$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 500 \times 20 = 8,00 \text{cm}^2/m_L$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 8,00 \text{cm}^2/m_L$$

- Espacement maximal des armatures:

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

- Choix des armatures:

$$3\text{T}14 + 3\text{T}12/m_L \longrightarrow A = 8,01 \text{cm}^2/ml$$

(e = 15cm).

Etat limite de service (E. L.S.) : $M_{ty}^{ser} = 208,74 \text{daN.m}$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 8,01}{500} = 0,24$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,24 \times 16,5 = 7,92$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,24 + \sqrt{0,24^2 + 7,92} = 2,58 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{500 \times 2,58^3}{3} + 15 \times 6,47 \times (16,5 - 2,58)^2 = 21667,28 \text{cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{2087,4}{21667,28} = 0,096$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,096 \times 2,58 = 0,25 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,096 \times (16,5 - 2,58) = 200,44 \text{MP}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3.f_e; 150\eta) = \min(2/3 \times 400; 150 \times 1,6) = 240 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 12 \text{MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.}$$

➤ Ferrailage des voiles :

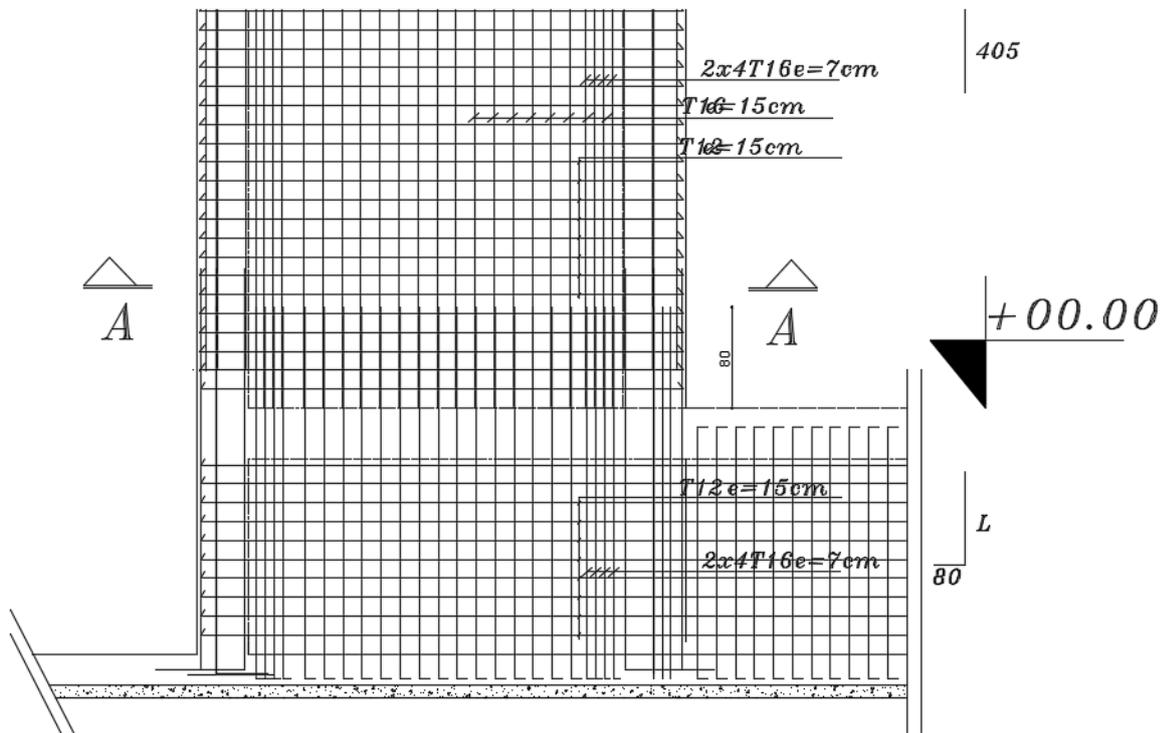
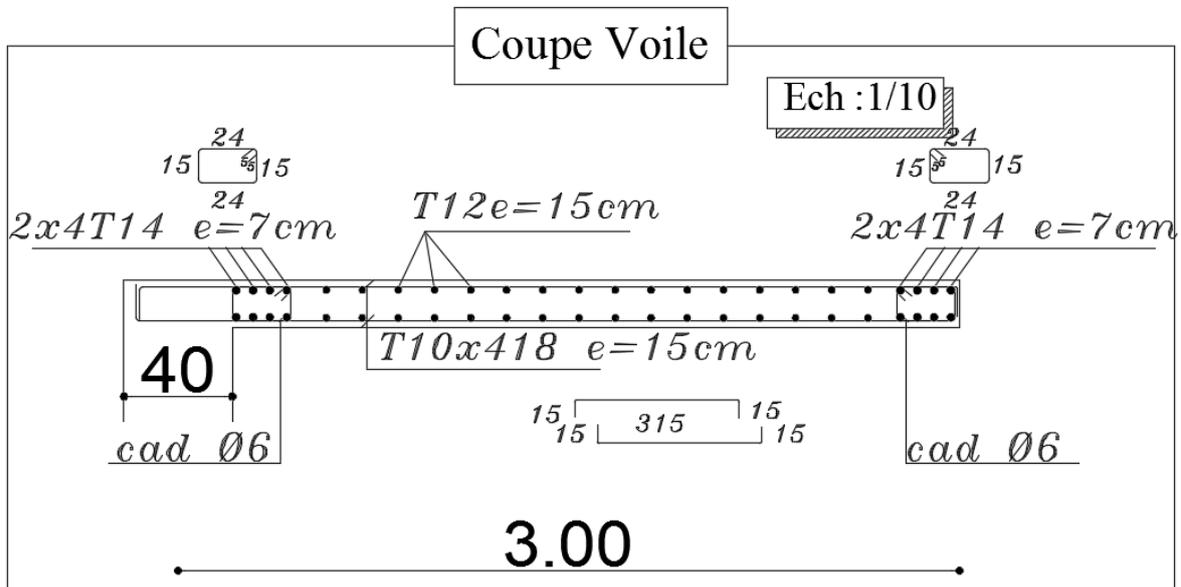
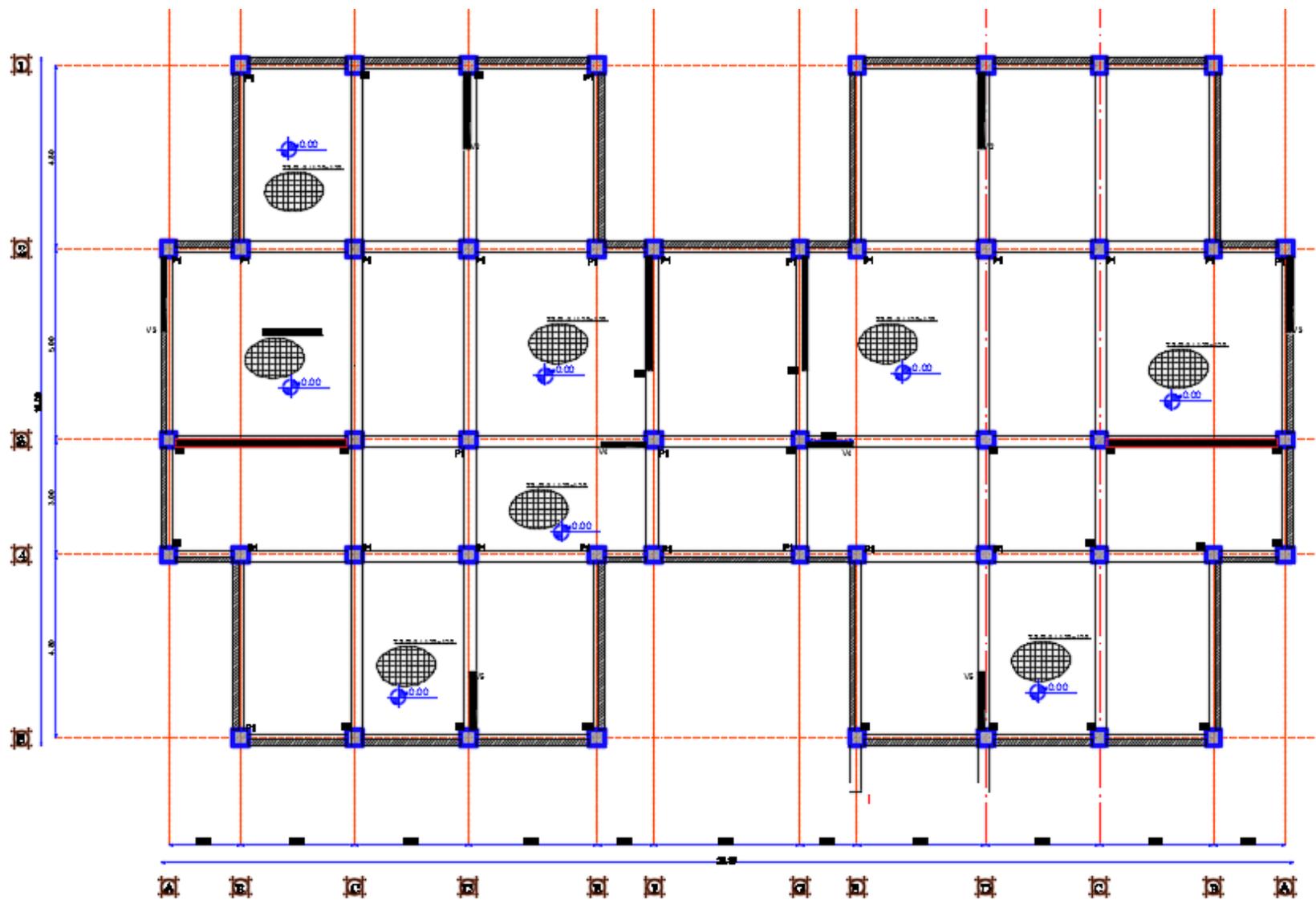


Fig 8.9 : Ferrailage des voiles



Vue en plan

9. Etude des fondations

9.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments situés en dessous du niveau de base. Elles ont pour objet de transmettre les charges totales apportées par la structure au sol.

, on distingue deux types de fondations qui sont :

a) Fondations superficielles :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes et
- Radier général.

b) Fondations profondes :

- Semelles sur puits.
- Semelles sur pieux.

L'étude des fondations se fait sous les combinaisons suivantes :

- Le dimensionnement et le ferrailage se fera sous la combinaison : $1,35G + 1,5 P$ et
- La vérification des semelles se fera sous la combinaison : $G + P \pm E$ et $0,8G \pm E$.

9.2 calcul des semelles :

Pré dimensionnement :

Semelle centrale :

$$N = 1045.01 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{SOL} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{SOL}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b} \right) \times B$$

$$\text{Avec : } a = 45 \text{ cm} \quad b = 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A = (45/45) \cdot B$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{45}{45} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{Sol}}} = \sqrt{\frac{45}{45} \times \frac{104501}{2.5}} = 204.45 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } B = 210 \text{ cm} \Rightarrow A = 210 \text{ cm}$$

Semelle de rive :

$$N = 978.45 \text{ KN}$$

$$B \geq 197.8 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } B = 200 \text{ cm} \Rightarrow A = 200 \text{ cm}$$

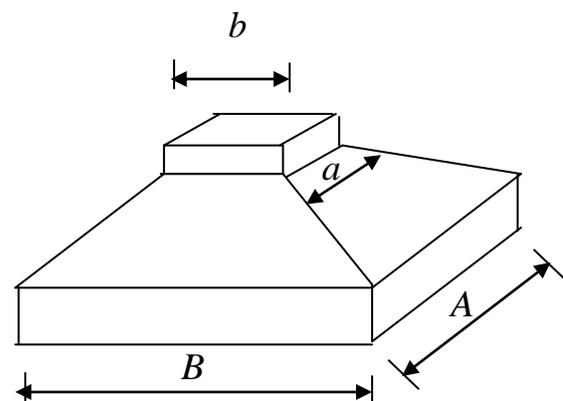


Fig. 9.1 : Semelle isolée

Semelle d'angle :

$$N = 798.25 \text{ KN}$$

$$B \geq 178.70 \text{ cm}$$

On prend : $B = 200 \text{ cm} \Rightarrow A = 200 \text{ cm}$

Conclusion :

Après redimensionnement même des semelles filantes, on constate qu'il y a un chevauchement des semelles dans les deux directions, ce qui nous impose l'utilisation d'un radier général.

9.3 Etude du radier :**Généralité :**

- Le radier est considéré comme une dalle pleine
Renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour
repose sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.
- Dans le calcul suivant, on choisira le panneau le plus défavorable

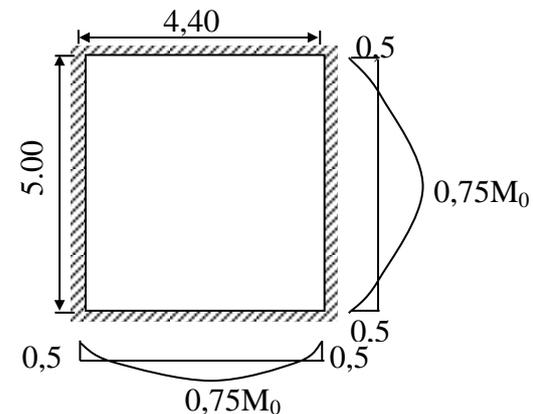


Figure 9.2 : Dimensions et moments fléchissant sur un panneau de dalle

9.3.1 Pré dimensionnement du radier :

Pour des raisons de coffrage on adoptera un débord égal à 50 cm sur la périphérie du bâtiment.

- **Hauteur du radier :**

La hauteur du radier sera déterminée en tenant compte des conditions suivantes :

- **condition de rigidité :**

On adopte un radier rigide : $L \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \dots (1)$

Le : longueur élastique donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$

Avec :

K = coefficient de raideur du sol, $K = 40 \text{ MN/m}^3$

I : inertie du radier : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

b : largeur du radier

L : la plus grande portée du panneau.

$$(1) \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times K}{E} \times \left(\frac{2 \times L}{\pi}\right)^4}$$

Application numérique :

$K = 40 \text{ MN/m}^3$, $E = 29.10^3 \text{ MPa}$; $L = 5.00 \text{ m}$

On obtient : $h \geq 1.95 \text{ m} \Rightarrow h \geq 195.5 \text{ cm}$

➤ **condition de non cisaillement :**

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min (0,15 \times f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$

$$\overline{\tau_u} = 2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b + 0,9 \cdot h} \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow h \geq \frac{T}{0,9 \times \overline{\tau_u} \times b}$$

Avec : $T_u = \max (T_x ; T_y) = 805,20 \text{ KN} \Rightarrow h \geq 9,94 \text{ cm}$

➤ **condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 U_c \times h \times f_{c28}$$

U_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

h : épaisseur du radier.

$$U_c = 2 (a_1 + b_1)$$

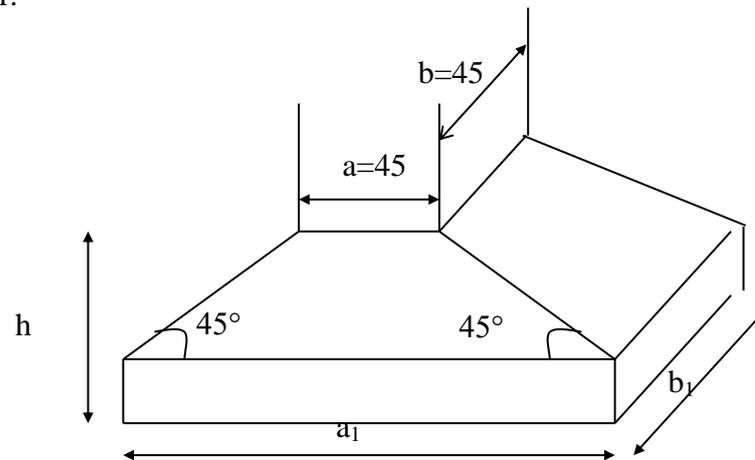


Figure 9 –3 Dimension de la semelle

$$\begin{cases} a_1 = a + b \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2 (a + b + 2h)$$

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0,45 + 0,45 + 2h) \times h \times 20.$$

$$3,6 h^2 + 1,8 h - N_u \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

$$N_u = 3104 \text{ KN} = 3,104 \text{ MN}$$

$$\text{On aura } h \geq 0,710 \text{ m} \Rightarrow h \geq 71,00 \text{ cm}$$

• **condition forfaitaire :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

L : est plus grande portée entre deux poteaux : $L = 5,00 \text{ m}$

$$62,5 \text{ cm} \leq h \leq 100 \text{ cm}$$

Pour satisfaire les quatre (4) conditions citées précédemment on prendra la hauteur du radier égale à : $h = 80 \text{ cm}$.

• **la hauteur des nervures :**

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

On prend $h = 55 \text{ cm}$

- **Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \quad \blacktriangleright \text{ On adopte : } e = 30 \text{ cm}$$

9.3.2 Détermination des sollicitations :

- Effort normal sollicitant le radier :

$$h = 80 \text{ cm} ; d = 0,9 h = 72,00 \text{ cm}$$

$$\text{- Surface afférente : } S_f = 430,34 \text{ m}^2$$

$$\text{- Poids du radier sans poutres : } P_r = S \times e \times \gamma_b = 430,34 \times 0,3 \times 25 = 3227,55 \text{ KN}$$

$$\text{- Poids des poutres principales : } 105 \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 315 \text{ KN}$$

$$\text{- Poids des poutres secondaires : } 90 \times 0,30 \times 0,30 \times 25 = 202,5 \text{ KN}$$

$$\text{- Poids total du radier } G_r = 3745,05 \text{ KN}$$

$$\text{- Surcharge d'exploitation : } Q = 5 \times 430,34 = 2151,70 \text{ N}$$

9.3.3 Combinaisons d'actions :

- **En situation durable ou transitoire :**

Etat limite ultime:

$$\text{Combinaison : } (1,35 G + 1,5 P) + (1,35 G_r + 1,5 Q).$$

$$N_u = N_u' + N_u'' = 1,35 G + 1,5 P + 1,35 G_r + 1,5 Q$$

$$N_u = 8283,37 + 6150,27$$

$$N_u = 14433,64 \text{ KN}$$

N_u' : la Somme algébrique de toutes les réactions sur le radier à l'ELU (fichier Etabs)

$$M_{ux} = -18,404 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 22,278 \text{ KN.m}$$

Etat limite de services :

$$\text{Combinaison : } (G + P) + (G_r + Q)$$

$$N_s = N_s' + N_s'' = 4100,18 + 6703,65$$

$$N_s = 10803,83 \text{ KN}$$

N_s' : la somme algébrique de toutes les réactions sur le radier à l'ELS (fichier Etabs)

$$M_{sx} = -10,532 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = 23,254 \text{ KN.m}$$

- **En situation accidentelle :** $G + P \pm E ; 0,8 G \pm E$

$$N_{acc} = 85415,23 \text{ KN}$$

$$M_{accx} = -28,254 \text{ KN.m}$$

$$M_{accy} = 37,562 \text{ KN.m}$$

9.3.4 Caractéristiques du radier :

Le centre de gravité du niveau de sous sol et RDC coïncide avec le centre de gravité du radier.

- **Les inerties du radier :**

$$I_x = 4125.30 \text{ m}^4$$

$$I_y = 8174.28 \text{ m}^4$$

9.3.5 Vérification des contraintes sous radier :

- **Situation durable et transitoire :**

Etat limite ultime :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \times V$$

$$N_u = 50142.39 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars}$$

Suivant l'article de RPA 99/V2003 : $\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol} \times 2 = 5 \text{ bars}$

Sens X-X

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{50142.39}{457.09} \pm \frac{(-18.404)}{4125.30} \times 9,28 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.09 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.09 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.09 \text{ bars}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{50142.39}{457.09} \pm \frac{22.78}{8174.28} \times 7,09 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.09 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.09 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.09 \text{ bars}$$

Etat limite de service :

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{10803.83}{457.09} \pm \frac{(-10.532)}{4125.30} \times 9,28 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.236 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0.236 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **La contrainte moyenne**

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.236 \text{ bars}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_1 = 0.236 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0.236 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.236 \text{ bars}$$

- **Situation accidentelle :**

Sens X-X

$$\sigma_1 = 1.88 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.88 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte moyenne :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.88 \text{ bars}$$

Sens y-y

$$\sigma_1 = 1.88 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.88 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte moyenne :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.88 \text{ bars.}$$

9.3.6 Vérification vis à vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne se soulève pas :

$$P \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

P : poids du bâtiment

S : surface d'assise du bâtiment

Z : l'ancrage

γ : Poids volumique de l'eau $1\text{t}/\text{m}^3$.

$$P_A = 50741.25 \text{ t}$$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z = 1,5 \times 457.09 \times 1 \times 3,00 = 2056.91 \text{ t.}$$

$$P_A = 50412.5 \text{ t} > 2056.91 \text{ t.}$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

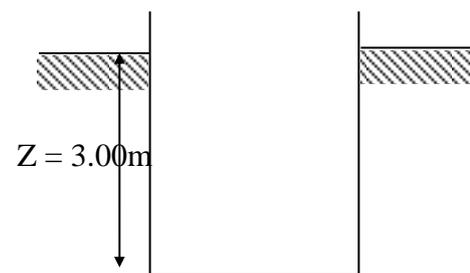


Figure 9.4 : Encrage de la structure.

9.4 Ferrailage du radier :

Les panneaux qui les constituent seront calculés comme des dalles appuyée simplement sur les côtés.

- Pour un panneau de rive :

$$M_t = 0,85 M_o.$$

$$M_{ar} = - 0,30 M_o.$$

$$M_{ai} = -0,50 M_0.$$

- Pour un panneau intermédiaire :

$$M_t = 0,75 M_0.$$

$$M_a = 0,5 M_0.$$

9.4.1 Ferrailage de la dalle :

Les calculs se feront pour une bande de 1m de largeur sollicitée en flexion simple.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a) Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m.

$$q = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \times 1$$

On peut rencontrer deux cas :

- La dalle porte dans un seul sens : $\left(\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \right)$

Avec : $M_0 = M_x$ ou $M_0 = M_y$.

- La dalle porte suivant deux directions $\left[0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \right]$

$$M_x = \mu_y \times q \times L_x^2, \quad M_y = \mu_y \times M_x.$$

b) Etude des panneaux : $\begin{cases} L_x = 4,40 \text{ m} \\ L_y = 5,00 \text{ m.} \end{cases}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,88 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

$$\text{ELU} \rightarrow q_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \times 1 = 109 \times 1 = 109 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} \rightarrow q_s = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \times 1 = 236 \times 1 = 236 \text{ KN/ml}$$

$$\text{S.A} \rightarrow q_{acc} = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \times 1 = 188 \times 1 = 188 \text{ KN/ml}$$

Les calculs des moments sont résumés dans les deux tableaux récapitulatifs suivants :

Tableau 9.1 : Valeurs des moments M_x et M_y en [KN.m] :

	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	M_x [KN.m] Sens x-x	M_y [KN.m] Sens y-y
E.L.U $v=0$	4,40	5,00	0,88	0,0827	0,9560	180,12	75,19
E.L.S $v=0.2$	4,40	5,00	0,88	0,0519	0,970	155,71	85,78
S.A	4,40	5,00	0,88	0,01544	1,867	270,50	100,00

Tableau 9.2 : Moments isostatiques des panneaux en appuis et en travée en [KN.m] :

Sens	E.L.U		E.L.S		S. A	
	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée
X-X	99,83	168,3	70,74	132,9	128	231,81
Y-Y	43,8	68,93	43,4	70,62	52,56	80,77

Ferrailage :

Sens X-X :

$$A_{min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 30 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appuis :

Etat limite ultime : $M_{max} = 99,83 \text{ KN.m}$

$$\mu = 0,133 \quad , \quad \alpha = 0,180 \quad , \quad \beta = 0,927$$

$$\Rightarrow A_{ax} = 11,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix :

$$6\text{T16/ml} \rightarrow A_{ax} = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T16} \rightarrow e=15\text{cm})$$

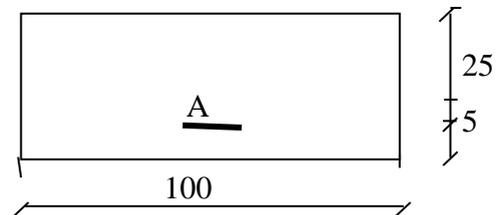


Figure 9.5 : Section de calcul en appui

Etat limite de service : $M_{a,s} = 70,74 \text{ KN.m}$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min(2/3 \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = 187 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 12,06/100 = 1,81 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 90,45 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 7,87 \text{ cm}$$

$$I = b \times y_1^3 / 3 + 185 \times A \times (d - y_1)^2 \Rightarrow I = 69330,85 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{7074}{69330,85} = 1,02$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1,02 \times 7,87 = 8,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - y_1) = 15 \times 1,02 \times (25 - 7,87) = 262,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 262,09 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa}$$

Donc; on doit recalculer les armatures à l'ELS par ce que les contraintes ne sont pas vérifiées.

$$\mu_1 = 0,0077 \Rightarrow \begin{cases} K_1 = 22,59 \\ \beta_1 = 0,867 \end{cases}$$

$$\sigma_b = 8,28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_{\text{ser}} = 22,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Situation accidentelle :

$$M_{\text{acc}} = 128 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = 0,144 \quad , \quad \alpha = 0,195 \quad \beta = 0,921$$

$$\Rightarrow A_{\text{acc}} = 14,47 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{\text{ax}} = \max (11,74 ; 22,32 ; 14,47) = 22,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix :

$$8\text{T}20/\text{ml} \rightarrow A_{\text{ax}} = 25,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}20 \rightarrow e = 12 \text{ cm})$$

En travée :

Etat limite ultime :

$$M_{\text{tu}} = 168,3 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,227$$

$$\alpha = 0,327 \quad , \quad \beta = 0,869$$

$$\Rightarrow A_u = 21,29 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Choix :

$$7\text{T}20/\text{ml} \rightarrow A_{\text{tx}} = 21,99 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$(\text{T}20 \rightarrow e = 14 \text{ cm})$$

Etat limite de service : $M_{\text{ts}} = 132,9 \text{ KN.m}$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min(2/3 \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = 187 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = 15 \times A/b = 3,30 \text{ cm}$$

$$E = 165 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = 9,96 \text{ cm}$$

$$I = b \times y_1^3 / 3 + 15 \times A \times (d - y_1)^2 \Rightarrow I = 107547,35 \text{ cm}^4$$

$$K = 1,18$$

$$\sigma_b = 11,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 266,21 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Donc; il faut recalculer les armatures à l'E.L.S

$$\mu_1 = \frac{132900}{187 \times 100 \times (25)^2} = 0,011$$

$$\mu_1 = 0,011 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} K_1 = 17,68 \\ \beta_1 = 0,847 \end{cases}$$

$$\sigma_b = 10,58 < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_{\text{SER}} = \frac{M_{\text{SER}}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{132900}{187 \times 0,847 \times 25} = 33,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

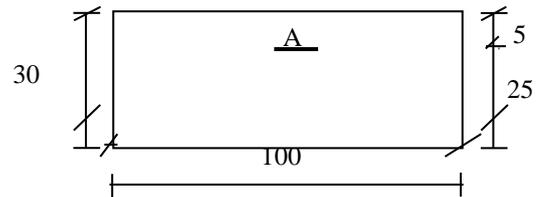


Figure 9-6 : Section de calcul en travée

Situation accidentelle :

$$M_{t,acc} = 231,81 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = 0,245 \quad , \quad \alpha = 0,357 \quad \beta = 0,856$$

$$\Rightarrow A_{acc} = 26,45 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{tx} = \max(21,29 ; 32,21 ; 26,45) = 32,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix :

$$11T20/\text{ml} \rightarrow A = 34,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \rightarrow e = 10 \text{ cm})$$

Sens y-y :**En appuis :**

$$\text{Etat limite ultime : } M_{au} = 43,8 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow A_{ay} = 4,19 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Choix :

$$6T10/\text{ml} \rightarrow A_u = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

$$\text{Etat limite de service : } M_{as} = 43,4 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min(2/3 \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = 187 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = 15 \times A/b = 1,16 \text{ cm}$$

$$E = 57,75 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = 6,52 \text{ cm}$$

$$I = b \times y_1^3 / 3 + 15 \times A \times (d - y_1)^2 \Rightarrow I = 48683,37 \text{ cm}^4$$

$$K = 0,82$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_b = 5,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \sigma_s = 227 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition non vérifiée} \end{cases}$$

Donc il faut recalculer les armatures à l'ELS

$$\mu_1 = \frac{43400}{187 \times 100 \times (25)^2} = 0,0037$$

$$\mu_1 = 0,0037 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} K_1 = 35,5 \\ \beta_1 = 0,418 \end{cases}$$

$$\sigma_b = 4,97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \exists$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \cdot d} = \frac{43400}{187 \times 0,418 \times 25} = 10,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Situation accidentelle :

$$M_{a\text{ acc}} = 52,56 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow A_{\text{ acc}} = 5,14 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{\text{ ay}} = \max(4,19 ; 10,20 ; 5,14) = 10,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix :

$$7\text{T}14/\text{ml} \rightarrow A = 10,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T}14 \rightarrow e = 14 \text{ cm}$$

En travée :

$$\text{Etat limite ultime : } M_{\text{ tu}} = 68,93 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow A_{\text{ u}} = 7,27 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Choix :

$$5\text{T}14/\text{ml} \rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$(\text{T}14 \rightarrow e = 20)$$

$$\text{Etat limite de service: } M_{\text{ ts}} = 70,62 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min(2/3 \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = 187 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = 15 \times A/b = 1,16 \text{ cm}$$

$$E = 57,75 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = 6,52 \text{ cm}$$

$$I = b \times y_1^3 / 3 + 15 \times A \times (d - y_1)^2 \Rightarrow I = 48683,37 \text{ cm}^4$$

$$K = 1,40$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_b = 9,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \sigma_s = 388 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition non vérifiée} \end{cases}$$

Donc il faut recalculer les armatures à l'ELS

$$\mu_1 = \frac{70620}{187 \times 100 \times (25)^2} = 0,0060$$

$$\mu_1 = 0,0060 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} K_1 = 26,32 \\ \beta_1 = 0,690 \end{cases}$$

$$\sigma_b = 6,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \exists$$

$$A_{\text{ ser}} = 16,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Situation accidentelle :

$$M_{\text{ t acc}} = 80,77 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow A_{\text{ acc}} = 8,93 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{\text{ ty}} = \max(7,17 ; 16,57 ; 8,93) = 16,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix :

$$6\text{T}20/\text{ml} \rightarrow A = 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T}20 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

9.4.2 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 sollicitations maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celle donnée par une charge désignée par (q équivalente)

❖ Accidentelle :

✓ Poutres principales :

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Ly + (Ly - Lx)}{2} \right] \frac{2}{ly}$$

$$q_1 = \left[276.49 \times \frac{5.05 + (5.05 - 3.70)}{2} \right] \frac{2}{5.05}$$

$$q_1 = 350.40 \text{KN}$$

✓ Poutres secondaires :

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Lx}{2} \right] \frac{2}{Lx}$$

$$q_1 = \left[276.49 \times \frac{3.70}{2} \right] \frac{2}{3.70}$$

$$q_1 = 276.46 \text{KN}$$

❖ Etat limite ultime (E L U) :

✓ Poutres principales : $q_1 = 364.8 \text{KN}$

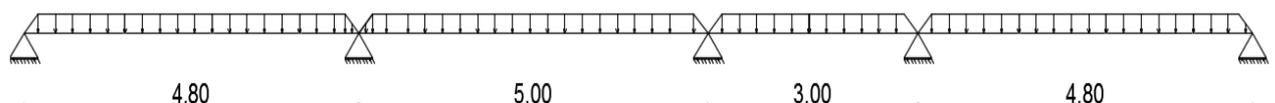
✓ Poutres secondaires : $q_1 = 287.85 \text{KN}$

❖ Etat limite ultime (E L S) :

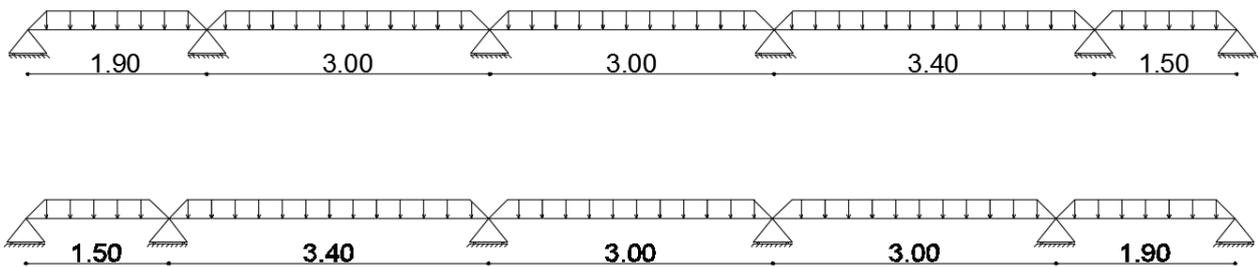
✓ Poutres principales : $q_1 = 267.20 \text{KN}$

✓ Poutres secondaires : $q_1 = 210.84 \text{KN}$

1/ Poutres principales :



2/ Poutres secondaires :



Avec :

\bar{q}_1 : charges provenant du radier ;

q_1 : charge équivalente ;

M_i : sollicitations réelle apportées par les poteaux (voir annexe II).

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel **ETABS** suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau. 9.3: Tableau récapitulatif des sollicitations et des sections d'armatures :

Sollicitations	Poutre Principale		Poutre secondaire	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
M_u (KN.m)	161.00	94.71	60.43	35.55
M_{acc} (KN.m)	226.49	133.23	85.00	50.00
M_{ser} (KN.m)	127.56	75.04	68.26	40.15
T (KN)	978.56		614.62	
A_u (cm ²)	21.29	11.74	7.27	4.19
A_{ser} (cm ²)	32.21	22.32	16.57	9.49
A_{acc} (cm ²)	26.45	14.47	8.93	5.14
$A = \max(A_u ; A_{ser} ; A_{acc})$	32.21	22.32	16.57	9.49
Choix des armatures	11T20 A=34.56 cm ²	8T20 A=25.13cm ²	6T20 A=18.85 cm ²	7T14 A=10.78cm ²

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

- ❖ **Poutre au sens principale :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{978560}{145 \times 115 \times 100} = 0.59 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / 1.5; 4 \text{ MPa}) = 2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

- ❖ **Poutre aux sens secondaire:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{614620}{120 \times 115 \times 100} = 1.07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / 1.5; 4 \text{ MPa}) = 2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

- ✓ **Dessin de ferrailage :**

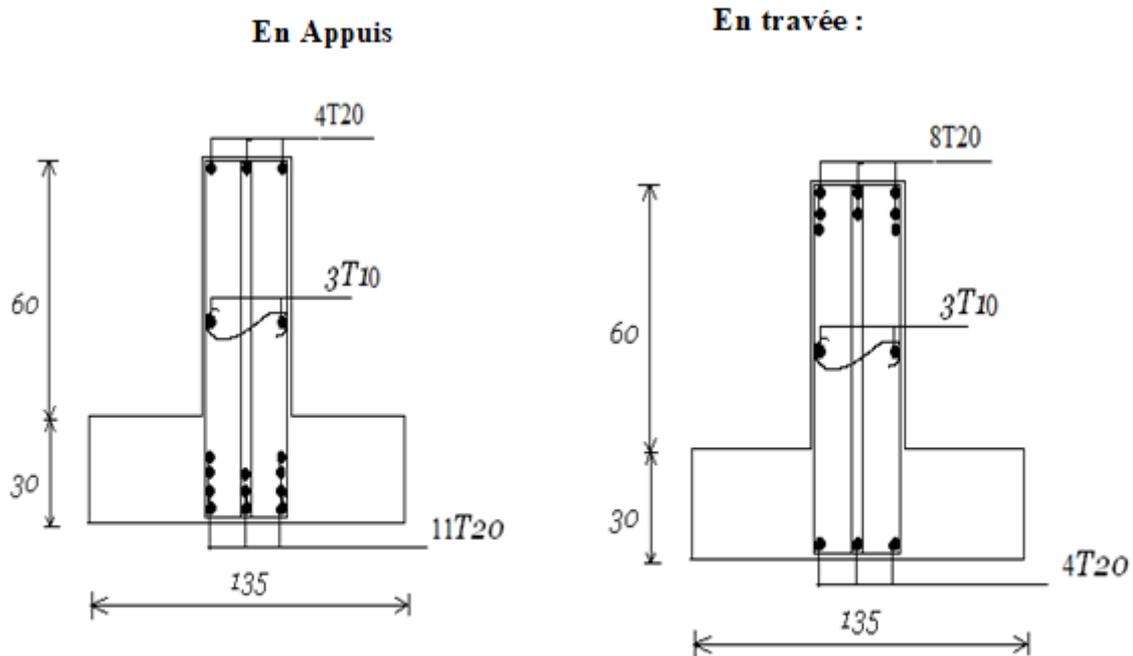


Fig. 9.9 : Dessin de ferrailage d'une poutre principale

Activer
Accédez a

Conclusion

Notre projet de fin d'étude nous a permis de mettre en pratique nos connaissances dans les études et le calcul de bâtiment.

Cette expérience est très bénéfique pour nous, car elle constitue une étape de transition entre deux milieux différents (l'université et la vie professionnelle).

Ce projet nous a permis d'avoir une idée sur les problèmes que l'on peut rencontrer dans le domaine pratique et de trouver la solution la plus fiable et adéquate en mettant la sécurité en premier lieu et l'économie en second lieu. Parmi les difficultés rencontrées, nous avons cherché à choisir le pré-dimensionnement le mieux adapté sans tenir compte de la proposition de l'architecture et à positionner au mieux les voiles de contreventement.

Nous avons entamé notre travail par une recherche sur le choix préliminaire des sections des éléments structuraux, une fois arrêté rien ne nous oblige à ne pas modifier au fur et à mesure de l'avancement de notre étude les dimensions prédéfinies.

L'étude de l'ascenseur est nouvelle pour nous.

Le calcul des voiles étaient méconnus auparavant nous nous sommes forcés à le comprendre et l'assimiler.

Nous nous sommes aussi penchés sur le côté management et gestion des travaux qui est devenue plus qu'essentielle dans l'élaboration d'un projet en génie civil et sa concrétisation pour cela nous avons appris à dresser un planning de travaux et à ébaucher l'organigramme de gestion, et surtout à programmer et prévoir le déroulement essentiel des travaux et les descriptions des différentes tâches.

Par ailleurs nous avons fournies beaucoup d'efforts pour assimiler les outils informatiques tels que :

L' ETABS, AUTO CAD et **OFFICE** et qui permettent d'énormes avantages comme l'étude des résultats de calculs et de dessin, une plus grande rapidité et des valeurs plus fiables.

Cela étant fait, nous suggérons aux promotions futures d'entamer plutôt leur projet de fin d'étude et cela dès le début d'année, car ils pourront bénéficier de temps et surtout d'une plus grande disponibilité des enseignants pour les encadrés.

Enfin, nous souhaitons que ce projet soit pour nous un point de départ pour d'autres projets dans notre avenir professionnel.

Bibliographie

Règlements :

-  *BAEL91 : Béton armé aux états limites (Jean-pierreMogin)*

-  *CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé*

-  *Charge permanentes et charge d'exploitation (DTR B.C. 2.2)*

-  *RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes (DTR.B.C.2.48)*

Cours :

-  *Béton armé de 1^{ème} année master .*
-  *Dynamique des structures de 1^{ère} et 2^{ème} année master*
-  *Résistance des matériaux de 2^{ème}, 3^{ème} année licence et 1^{ère} année master .*

Logiciels et programmes :

- *AUTOCAD 2010 (Dessin)*
- *Internet :<http://fr.wikipedia.org>*
- *Office2010 (Traitement de texte, calcul...etc)*
- *ETABS (Logiciel de calcul).*