



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université de Tissemsilt



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département des Sciences et de la Technologie
Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme
de Master académique en
Filière : **Génie Civil**
Spécialité : **Structures**

Présentée par : **Bouch Mohamed**
Nebbar Samir

Thème

Dimensionnement et étude dynamique d'un
bâtiment à usage d'habitation implanté à
Tissemsilt

Soutenu le,

Devant le Jury :

Bourada Fouad	Président	M.C.A.	Univ-Tissemsilt
Bouderba Bachir	Examineur	Prof.	Univ-Tissemsilt
Bessegghier Abderrahmane	Encadreur	Prof.	Univ-Tissemsilt

Année universitaire : 2020-2021

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier ALLAH, tout-puissant pour la volonté, la santé et la patience, qui nous a donné pour terminer ce projet de fin d'étude.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à :

Notre Encadreur Mr BESSEGHIER ABDERRAHMANE pour son extrême intensité et son suivi et ses conseils pour l'élaboration de ce projet ;

Nous remercions aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Ainsi nous adressons notre gratitude à tous les membres de jury qui nous ont honorés par leurs présences.

Nous tenons à remercier BET – ADJOU YASSER - qui nous a accompagné pendant toute la période de notre stage.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à élaborer ce modeste travail.

Samir...

Mohamed...

Je dédie ce présent mémoire :

A mes parents ;

A toutes ma famille ;

A mes amis ;

A toutes la promotion 2021 ;

A tous les enseignants qui sont dirigé vers la porte de la réussite ;

*A mon binôme « **Samir** » qui à contribuée à la réalisation de ce modeste travail ;*

Enfin : A tous ceux qui nous sont très chers

Résumé

Cette étude fournit une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation implanté à Tissemsilt, comprenant un Réz-de chaussée et 05 étages.

Notre étude comprenait sept chapitres :

Le première chapitre : Inclut le coté théorique,(caractéristiques techniques, matériaux utilisées,...ect).

Le deuxième chapitre : Comprend les calculs et le pré-dimensionnement des éléments (poutres, poteaux).

Le troisième chapitre : Comprend les calculs et le ferrailage des planchers.

Le quatrième chapitre : Dans lequel nous avons étudié les éléments secondaires tel que (l'acrotère, les escaliers, le balcon).

Le cinquième chapitre : Dans ce chapitre, Qui comprenait l'étude dynamique du bâtiment selon des règles (R.P.A 99/Version 2003),En utilisant le programme (ETABS V 9.6.0).

Le sixième chapitre : Cet chapitre Comprend une étude détaillée des éléments résistants et les murs voiles.

Le septième chapitre : Consacré à l'étude des fondations (radier générale).

Mots clés : Bâtiment, Béton Armé, Pré-dimensionnement.

Abstract

This study provides a detailed study of a building for residential use located in tissemilt, consisting of a ground story and 05 other storys.

The study included seven chapters:

The first chapter: The theoretical aspect (engineering characteristics, materials used, hypotheses, etc...).

The second chapter: Includes the initial dimensions of the elements and the campaign of each element (Beams, columns).

The Third chapter: Includes calculations and reinforcement of floors.

The fourth chapter: Include study of secondary elements of the building (acroterion, stairs, balcony).

The Fifth chapter: In this chapter, We conducted a dynamic study of the building according to rules (R.P.A 99/Version 2003),add to that the use of (ETABS V9.6.0) program.

The Sixth chapter: This chapter includes a detailed study of the resistance parts of the building and walls.

The Seven chapter: In this chapter, we studied the fundamentals (the general basis).

Keywords: building, reinforced concrete, pre-sizing.

الملخص

هذه الدراسة تقدم بحثًا مفصلاً لمبنى من الخرسانة المسلحة ذات طابع سكني بولاية تيسمسيلت ,يتكون من طابق أرضي وخمسة طوابق أخرى

تضمنت الدراسة سبعة محاور:

المحور الأول:

يتضمن الجانب النظري (خصائصه الهندسية المواد المستخدمة،فرضيات الحساب ...الخ).

المحور الثاني:

يتضمن حساب الابعاد الأولية للعناصر وحمولة كل عنصر (الروافد،الأعمدة).

المحور الثالث:

يتضمن دراسة حساب وتسليح الأرضيات .

المحور الرابع:

يتضمن دراسة العناصر الثانوية للمبنى (جدار التصوين, الأدرج، الشرفة).

المحور الخامس:

في هذا المحور قمنا بالدراسة الديناميكية للمبنى حسب قواعد (R.P.A 99/Version 2003),

بالإضافة الى استخدام برنامج (ETABS V 9.6.0).

المحور السادس:

يشتمل هذا المحور دراسة مفصلة للأجزاء المقاومة للبناءية والجدران المسلحة .

المحور السابع:

في هذا المحور قمنا بدراسة الأساسات (الأساس العام) .

الكلمات المفتاحية:

بناية ,خرسانة مسلحة, التحجيم المسبق .

Sommaire

<u>Introduction générale</u>	01
<u>Chapitre I:Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul</u>	
I.1.Présentation de l'ouvrage	02
I.1.1.Caractéristique géométriques (Dimensions des plans).....	02
I.1.2.Ossature et système constructif adopté.....	02
I.1.3.Données géotechniques	05
I.1.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	05
I.2.Hypothèse de calcul	11
I.2.1.Etats limite ultime de résistance.....	11
I.2.2.Etats limite de servise.....	13
I.3.Conclusion	14
<u>Chapitre II:Pré-dimensionnement et évaluation des charges</u>	
II.1.Introduction	15
II.2.Pré-dimensionnement des planchers	15
II.2.1.planchers à corps creux.....	15
II.3.Pré-dimensionnement des poutres	16
II.3.1.Poutres principales.....	17
II.3.2.Poutressecondaires.....	17
II.4.Descente de charges	18
II.4.1.Charges permanentes.....	18
II.4.2.Charge d'exploitations.....	21
II.5.Pré-dimensionnement des poteaux	22
II.5.1.Exemple de calcul.....	23

II.6.Pré-dimensionnement des voiles	26
II.6.1.Pour RDC.....	27
II.6.2.Pour reste des étages.....	27
II.7.Conclusion	28

Chapitre III:Calculs et ferrailage des planchers

III.1.Introduction	28
III.2.Dimensionnement des poutrelles	28
III.3.Méthode de calcul des poutrelles	30
III.3.1.Méthode forfaitaire.....	30
III.3.2.Méthode des trois moments.....	32
III.4.Calcul du ferrailage	33
III.4.1.Planchers (RDC, étages courants).....	33
III.4.1.1.Etude des poutrelles (RDC, étages courants).....	33
III.4.2.Etude des poutrelles (planchers terrasse).....	42
III.4.3.Calcul le ferrailage de la dalle de compression.....	50
III.5.Conclusion	51

Chapitre IV : Calcul des éléments secondaires

IV.1.Introduction	52
IV.1.Acrotère	52
IV.1.1.Hypothèse de calcul.....	52
IV.1.2.Matériaux.....	53
IV.1.3.Calcul de ferrailage.....	55
IV.2.Escaliers	57

IV.2.1.Définition.....	57
IV.2.2.Terminologie.....	57
IV.2.3.Dimensions des escaliers.....	57
IV.2.4.Etude l'escalier (1 volée).....	58
IV.2.5.Etude de la poutre palière.....	67
IV.3.Balcon.....	73
IV.3.1.Introduction.....	73
IV.3.2.Exemple de calcul.....	73
IV.3.3.Vérifications.....	74
IV.4.Conclusion.....	77
 <u>Chapitre V : Etude sismique</u>	
V.1.Introduction.....	78
V.2.Objectif de l'étude dynamique.....	78
V.3.Méthode de calcul	79
V.3.1.Analyse statique équivalente.....	79
V.3.2.Analyse modale spectrale.....	79
V.3.3.Choix de la méthode.....	79
V.4.Modélisation.....	79
V.4.1.Modélisation des structures.....	80
V.4.2.Présentation du logiciel ETABS V 9.6.0	80
V.4.3.Démarche de modélisation sur ETABS V 9.6.0 à suivre.....	81
V.4.4.Organigramme des étapes de la modélisation.....	82
V.5.Évaluation des efforts sismiques.....	83
V.6.Calcul de la force sismique totale.....	84

V.6.1.Coefficient d'accélération de zone « A ».....	84
V.6.2.Facteur d'amplification dynamique moyenne « D ».....	84
V.6.3.Pourcentage d'amortissement critique « ξ ».....	85
V.6.4.Le facteur de correction d'amortissement « η ».....	85
V.6.5.La valeur de la période fondamentale « T ».....	85
V.6.6.Coefficient de comportement de la structure « R ».....	86
V.6.7.Le facteur de qualité de la structure est fonction de « Q ».....	86
V.6.8.La masse de la structure« W».....	86
V.6.9.Coefficient de pondération « β ».....	87
V.7.Disposition des voiles.....	87
V.8.Vérifications.....	90
V.8.1.Calcul de l'effort de tranchant.....	90
V.8.2.Calcul des coefficients de participation modale.....	90
V.8.3.Vérification de la période.....	91
V.8.4.Vérifications des déplacements.....	92
V.8.5.Vérifications de l'effet P- Δ	93
V.9.Conclusion.....	95

Chapitre VI : Ferrailage des élément structuraux

VI.1.Introduction.....	96
VI.2.Etude des charges verticales et horizontales.....	96
VI.3.Les combinaisons de calcul.....	96
VI.3.1.Poutres.....	96
VI.3.2.Poteaux.....	96

VI.4.Ferraillage des poutres	97
VI.4.1.Méthode de calcul.....	97
VI.4.2.Les armature minimales.....	97
VI.4.3.Poutre principales (35X40).....	97
VI.4.4.Poutre secondaire (35X40).....	99
VI.4.5.Calcul les armatures transversales.....	100
VI.4.6.Ancrages des armatures tendues.....	101
VI.4.7.Calcul des crochets.....	101
VI.4.8.La longueur de recouvrement.....	101
VI.4.9.Les vérifications.....	101
VI.5.Ferraillage des poteaux	105
VI.5.1.Méthode de calcul.....	105
VI.5.2.Ferraillage exige par R.P.A 99/Version 2003.....	105
VI.5.3.Sollicitations de calcul.....	106
VI.5.4.Exemple de calcul.....	107
VI.6.Les vérifications	112
VI.6.1.Vérifications a l'état limite ultime de stabilité de forme.....	112
VI.6.2.Vérifications de la contrainte de cisaillement.....	113
VI.7.Etude des voiles	115
VI.7.1.Introduction.....	115
VI.7.2.Le système de contreventement	115
VI.7.3.Calcul de système de contreventement.....	115
VI.7.4.Les recommandations du R.P.A 99/version 2003.....	117
VI.7.5.Voile avec ouverture.....	117
VI.8.Conclusion	124

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction.....	125
VII.2.Choix du type de fondations.....	125
VII.3.Définition du radier.....	127
VII.4.Pré-dimensionnement du radier.....	128
VII.5.Vérification de la poutre de libage.....	130
VII.5.1.Evaluation des charges pour le calcul du radier.....	131
VII.5.2.Ferraillage du radier.....	131
VII.6.Ferraillage des poutres de libage.....	134
VII.7.Conclusion.....	139
<u>Conclusion générale</u>	140

Références bibliographiques

Annexe

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau I.1: Les déformations limitent du pivot.....	12
Tableau II.1: Charge et surcharge du plancher terrasse.....	18
Tableau II.2: Charge et surcharge des étages courants.....	19
Tableau II.3 : Charge et surcharge des murs extérieurs.....	20

Tableau II.4: Charge et surcharge des murs intérieurs	20
Tableau II.5: Dégression des charges d'exploitations.....	21
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des sections des poteaux par types.....	26
Tableau III.1: Rapport entre les travées successives.	34
Tableau III.2: Tableau récapitulatif des sollicitation des poutrelles (RDC, étages courants) .	35
Tableau III.3 : Vérification des compressions.	40
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse).....	43
Tableau III.5 : Vérification des compressions.	47
Tableau IV.1 :Calcul de ferrailage.....	55
Tableau IV.2 :Vérification de la contrainte de cisaillement.	56
Tableau IV.3: Charges et surcharge du paillasse (1 volée).....	60
Tableau IV.4: Charges et surcharge du palier (1 volée)	61
Tableau IV.5: Calcul les efforts tranchant de l'escalier (1 volée).....	63
Tableau IV.6: La descente des charges d'une dalle pleine	69
Tableau IV.7: Ferrailage du balcon.	73
Tableau IV.8: Vérification des différentes conditions (poutre palière).....	74
Tableau V.1: Participation massique cumulée.	91
Tableau V.2: Tableau des modes et des périodes.....	92
Tableau V.3: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.....	93
Tableau V.4: Vérification à l'effet P- Δ	94
Tableau VI.1: Exemple de ferrailage des poutres en travée.....	98
Tableau VI.2 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.....	99
Tableau VI.3: Ferrailage des différents niveaux (poutres principale).....	99
Tableau VI.4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires).....	100
Tableau VI.5: Ferrailage des poutres principales.....	104
Tableau VI.6: Ferrailage des poutres secondaire.....	104
Tableau VI.7: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99(version 2003).....	106
Tableau VI.8: Les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre.....	106
Tableau VI.9: Les sollicitations défavorables du 2 ^{ème} genre.....	106
Tableau VI.10: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	110
Tableau VI.11: Vérification au flambement des poteaux des différents étages.....	113
Tableau VI.12: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux liés aux voiles.....	114
Tableau VI.13: Ferrailages des poteaux.....	114

Tableau VII.1: Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.	126
Tableau VII.2: Section des semelles filantes dans le sens transversal.	127
Tableau VII.3: Les moments fléchissant suivant les deux sens.....	132
Tableau VII.4 : Ferrailage de la poutre en appuis suivant le sens longitudinale.	136
Tableau VII.5: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.....	137

LISTE DES FIGURES :

Figure I.1: Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.	7
Figure I.2: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	8
Figure I.3: Diagramme contraintes-déformations.	10
Figure I.4: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.	13
Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux.	16
Figure II.2: Plancher terrasse.	18
Figure II.3: Plancher étage courant, R.D.C.....	19
Figure II.4: Détail mur extérieur.	19
Figure II.5: Détail d'un mur intérieur.	20
Figure II.6: Le poteau le plus sollicité.	23
Figure II.7: Coupe de voile en élévation.....	27
Figure III.1: Dimensionnement des poutrelles.....	28
Figure III.2: Disposition des poutrelles.....	29
Figure III.3: Diagrammes du moment corrigé.	30
Figure III.4: Diagramme de l'effort tranchant.	31
Figure III.5: La section du poutrelles calculé (en T).	35
Figure III.6: Position de l'axe neutre	36
Figure III.7: Compression de la bille d'about.....	39
Figure III.8: Ferrailage des poutrelles de rives(RDC, étages courants).....	42
Figure III.9: Ferrailage des poutrelles intermédiaires (RDC, étages courants).....	42
Figure III.10: Compression de la bille d'about.....	46
Figure III.11: Ferrailage des poutrelles plancherTerrasse (Poutrelles de rives).	49
Figure III.12: Ferrailage des poutrelles plancherTerrasse (Poutrelles inter)	49
Figure III.13: Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.	50
Figure IV.1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.....	53
Figure IV.2: Schéma du ferrailage d'acrotère.....	56
Figure IV.3: Schéma de l'escalier.	57
Figure IV.4 : Vu en plan de l'escalier.....	58
Figure IV.5: Schéma statique de l'escalier (1 volée).....	59
Figure IV.6 : Diagrammes Moments et l'efforts tranchant (M,T) de l'escalier	64
Figure IV.7: Schéma de ferrailage de l'escalier (1 volée).	67
Figure IV.8: Shéma représente type du balcon.	68

Figure IV.9: Shéma représente détaille d'une dalle pleine.....	70
Figure IV.10:Schéma de ferrailage du balcon.....	72
Figure IV.11:Diagramme de moment de la poutre palière.	73
Figure IV.12: La poutre palière à la torsion.....	74
Figure IV.13:Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	77
Figure V.1:Organigramme de la première étape de la modélisation.....	82
Figure V.2: Organigramme de la deuxième étape de la modélisation.....	83
Figure V.3: Organigramme de la troixième étape de la modélisation.....	83
Figure V.4:Spectre de réponse.	84
Figure V.5: Disposition des voiles	87
Figure V.6:Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.6.0.....	88
Figure V.7: Modes principaux de la vibration	89
Figure VI.1 :Répartition des moments dans la zone nodale.....	100
Figure VI.2 :Schéma de voile1 avec ouverture.....	118
Figure VI.3: Schéma de ferrailage d'un trumeau.....	121
Figure VI.4 : Schéma de voile2 avec ouverture.....	121
Figure VI.5: Schéma de ferrailage d'un trumeau.....	124
Figure VII.1: Schéma d'une semelle isolée.	126
Figure VII.2 : Radier général	128
Figure VII.3 : Schéma du panneau le plus défavorable.....	132
Figure VII.4: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.	134
Figure VII.5: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.	135
Figure VII.6: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.	138
Figure VII.7: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.	138

Notations et symboles

Symboles	Signification
E.L.S	État Limite de Service,
E.L.U	État Limite Ultime,
C^{te}	Valeur Constance,
A_s	Section D'aciers,
A_s'	Section D'aciers Comprimés,
$A_{max} \cdot A_{min}$	Section D'acier Maximale et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
A_s	Armatures Supérieures,
A_t	Section d'un Cours D'armatures Transversales,
B_r	Section Réduite,
B_o	Section Homogène Totale,
E_s	Module D'élasticité,
F_{bc}	Résultante des Efforts de Compression dans le Béton,
G	Action Permanente,
I_o	Moment D'inertie de la Section Totale Homogène,
M_a	Moment sur Appui,
M_{Ser}	Moment Fléchissant a L'E.L.S,
M_U	Moment Fléchissant a L'E.L.U,
$M_{\hat{ax}}$	Moment Fléchissant au Centre d'un Panneau de Dalle Articulé,
M_{oy}	Moment Fléchissant au Centre d'un Panneau de Dalle Articulé pour une Bande de Largeur Unité Parallèle a l_y ,
N_{Ser}	Effort Normal de Service,
N_u	Effort Normal Ultime,
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée a L'E.L.S,
P_u	Charge Concentrée Appliquée a L'E.L.U,
V_u	Effort Tranchant a L'E.L.U,
a	Plus Petite Dimension d'une Section Transversale,
a-b	Dimensions en Plans d'un Poteau,
B	Largeur d'une Table de Compression,
b_0	Largeur d'une Section Rectangulaire Ou de la Nervure d'une Section en T,
b_1	Largeur d'une Aile de Tension en T,
d	Hauteur Utile d'une Section,

e_0	Excentricité par Rapport au Centre de Gravité du Béton,
f_{cj}	Résistance Caractéristique du Béton ala Compression a J- Jours,
f_{c28}	Résistance Caractéristique du Béton ala Compression a 28 Jours,
f_e	Limite D'élasticité de L'acier,
f_{tj}	Résistance Conventiennelle ala Traction du Béton a J- Jours,
f_{t28}	Résistance Conventiennelle ala Traction du Béton a 28 Jours,
h	Hauteur Totale d'une Section,
h_0	Hauteur d'une Table de Compression,
i	Rayon de Giration,
l_a	Portée D'ancrage,
l_f	Hauteur de Flambement,
l_i	Portée de Travée,
l_r	Longueur de Recouvrement,
l_s	Longueur de Scellement,
l_o	Longueur Fictive,
$\eta=15$	Coefficient D'équivalence,
S_t	Espacement des Armatures Transversales,
ϵ_{bc}	Raccourcissement Relatif Maximal du Béton Comprimé,
ϵ_s	Allongement Relatif des Aciers Tendus,
ϵ_{sc}	Raccourcissement Relatif des Aciers Comprimé,
ϵ_{sl}	Allongement Relatif des Aciers Tendus Lorsque leur Contrainte Atteint la Résistance de Calcul (f_e/γ_s),
π	Coefficient de Fissuration,
λ	Élancement Géométrique,
μ	Coefficient de Frottement Acier /Béton,
ν	Coefficient de Poisson ,
σ_{bc}	Contrainte de Compression du Béton,
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte Limite du Béton Comprimé aL'E.L.S
σ_s	Contrainte de Traction de L'acier,

τ_{SU}	Contrainte D'adhérence Limite,
τ_U	Contrainte Tangentielle Conventionnelle,
ϕ	Diamètre d'une Barre,
ϕ_l	Diamètre d'une Barre Longitudinale,
ϕ_t	Diamètre d'une Barre Transversale,
ψ, ψ'	Coefficient pour Calculer L'ancrage des Courbes,
ψ_s	Coefficient de Scellement,

Introduction

générale

Introduction générale

Ce projet de fin d'étude m'a permis d'avoir une large vision sur la responsabilité de l'étudiant en génie civil dans l'acte de bâtir, ainsi que la façon de trouver un compromis entre l'aspect technique et économique.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier une canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+05 à usage d'habitation.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en sept chapitres :

*Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul.

*Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

*Calculs et ferrailage des planchers.

*Calcul des éléments secondaires.

*Etude sismique.

*Ferrailage des éléments structuraux.

*Etude de l'infrastructure.

Dans la conception de ce projet nous avons utilisé plusieurs logiciels qui permis la fiabilité et la rapidité d'exécution **ETABS, AUTOCAD, EXCEL...**etc.

Enfin, L'étude génie civil basé sur le respect des lois et des règles convenues internationalement dans le but de réaliser une construction parfaite contre les différentes phénomènes et influences externes.

Chapitre I

**Présentation de l'ouvrage &
hypothèses de calcul**

I.1. Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé (R+5) à usage d'habitation implanté à la commune de Tissemsilt. Ce bâtiment comporte un Rez-de chaussée et 05 étages.

La commune de Tissemsilt est classée par les Règles Parasismiques Algérienne 99 /version 2003 comme une zone de moyenne sismicité «IIa». Elle est classée dans la «ZONE II» selon les règlements NEIGE ET VENT 2013 (DTR.C 2-47).

I.1.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment

L'ouvrage est formé d'un seul bloc de forme rectangulaire régulière en plan, avec les dimensions suivantes :

- **Dimensions en élévation**

- Hauteur totale avec acrotère : 19,98 m à partir de RDC ;
- Hauteur totale sans acrotère : 19,38 m à partir de RDC ;
- Hauteur du Rez de chaussée est de : 3,23 m ;
- Hauteur de l'étage courant est de : 3,23 m.

- **Dimensions en plan**

- Dimension totale (sens longitudinal) : $L = 26,70$ m ;
- Dimension totale (sens transversal) : $L = 11,90$ m.

I.1.2. Ossature et système constructif adopté

- **Ossature**

Le contreventement est de type mixte, assuré par des voiles et portiques.

- **Plancher**

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression (20+4) cm, reposant sur des poutrelles coulées sur place.

- **Terrasse** elle est de type inaccessible.

- **Escaliers**

Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marche et paliers) permettant dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

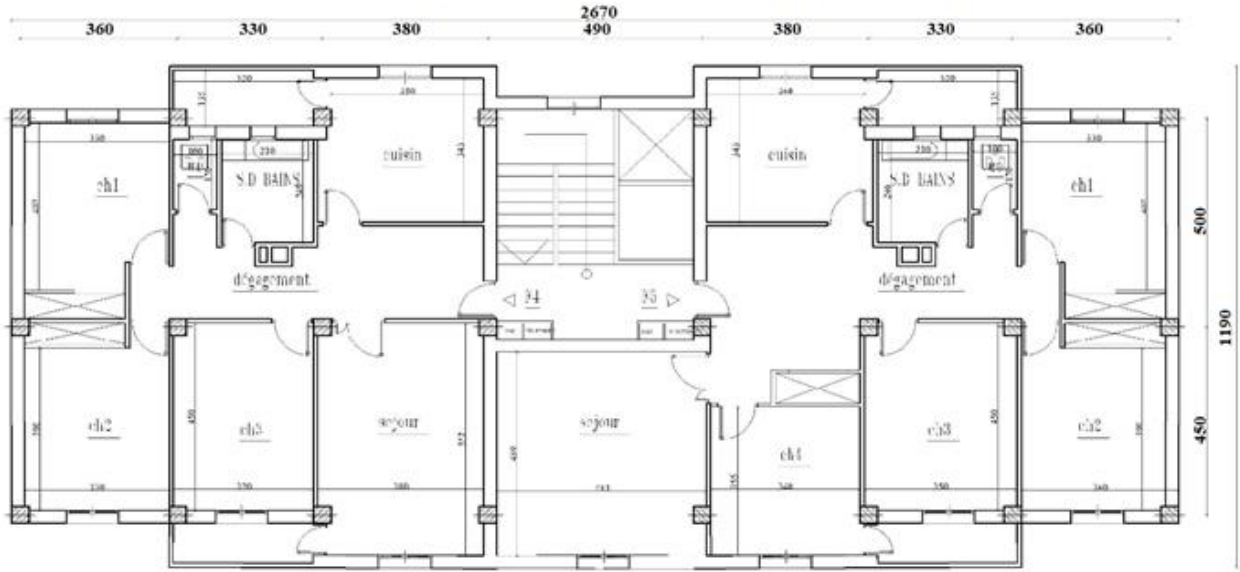
On a un type d'escalier : Escalier droit à deux volées utilisé pour l'accès de RDC à 5^{ème} étage.

- **Maçonnerie**

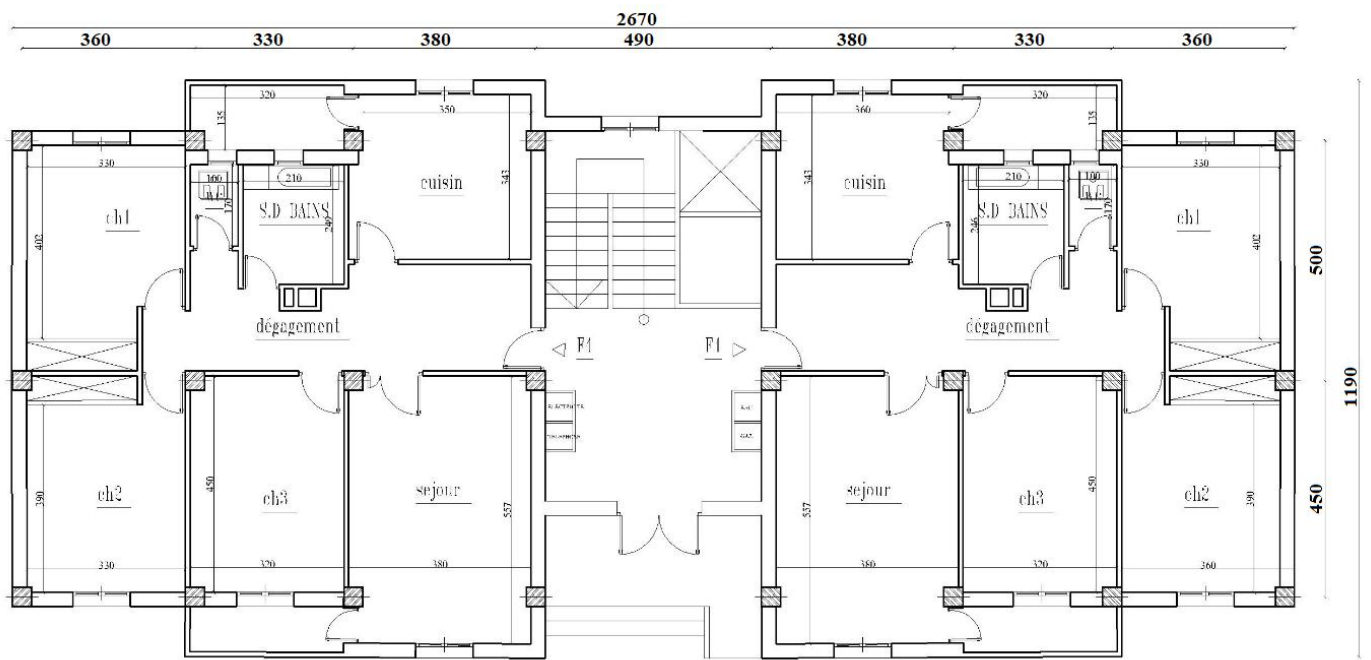
Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

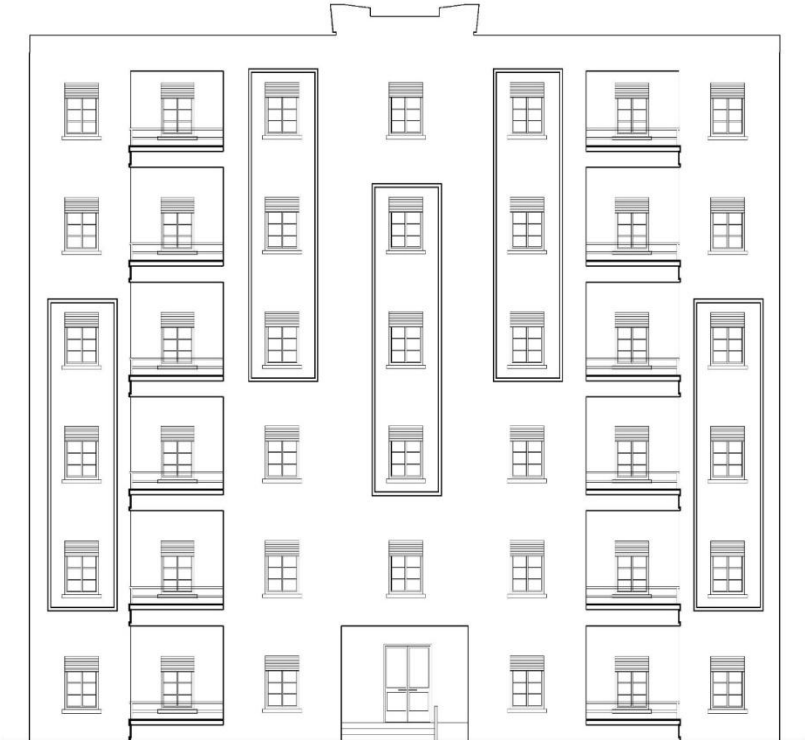
- **Balcon** Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.
- **Acrotère** L'acrotère en béton armé a une hauteur de 60 cm.



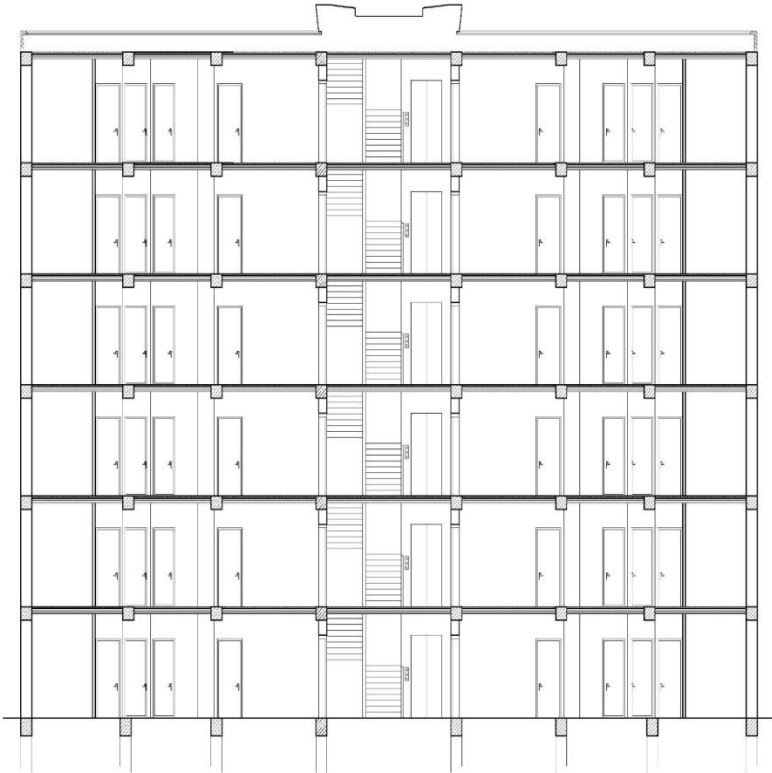
PLAN ETAGE COURANT



PLAN DE RDC



FACADE PRINCIPALE



COUPE A A

I.1.3. Données géotechniques

Selon le rapport géotechnique du laboratoire, le sol d'assise a les caractéristiques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\bar{\delta}_{\text{sol}} = 1,50$ bars pour un ancrage $h = 2,00\text{m}$;
- Le poids spécifique du sol : $1,70\text{t/m}^3$;
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 20,53^\circ$;
- La cohésion $C = 0,33$ bars ;
- Le site est considéré comme meuble S_3 .

I.1.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.12.4.1. Le béton

Le béton est un matériau de construction usuel, qui s'apparente à une pierre artificielle. Ses constituants essentiels sont :

- Un mélange granulaire de sable et graviers formant le squelette du matériau ;
- Un liant hydraulique, le ciment, assurant la cohésion entre les différents grains du squelette ;
- L'eau est le réactif chimique provoquant la prise du ciment (hydratation).

a) Les matériaux composant le béton

- **Ciment**

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

- **Granulats**

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de
dimension ($D_s \leq 5$) mm ;
- Graviers
de dimension ($5 \leq D_g \leq 25$) mm ;

La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/A 42.5 ;
- 400kg de sable $C_g < 5\text{mm}$;
- 800kg de gravillons 3/8 et 15/25 ;
- 175L d'eau de gâchage ;
- La masse volumique de béton armé est de $2,50\text{t/m}^3$.

b) Principaux caractéristiques et avantages de béton

Les principaux avantages du béton armé sont :

-**Économie**

Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

-**Souplesse des formes**

Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

-**Résistance aux agents atmosphériques**

Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

-**Résistance au feu**

Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

-**Résistance mécanique**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

-**Résistance caractéristique à la compression**

Le béton a une bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de «j» jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule.

➤Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

➤Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

La résistance à la compression à 28 jour (f_{c28}) est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16X32) cm.

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.

-**Résistance caractéristique à la traction**

Cette résistance est définie par la relation : selon le (D.T.R.-B.C. 2-41) page 5

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases}$$

La résistance à la traction est déterminée par divers essais, parmi ces essais on peut citer :

-Traction directe sur les cylindres précédents ;
-Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (Essai Brésilien) ;
-Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.
-**Contrainte limite**

À la suite de nombreux essais effectués à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites et sont classés en deux catégories :

➤ **État limite ultime (E.L.U)**

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibrestatique, rupture, flambement. Il se présente comme suit :

-État limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure ;
-État limite ultime de résistance pour les matériaux constitues béton ou acier ;
-État limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \min(4,5 ; 0,025f_{c28}) \text{ ‰} & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad \varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$$

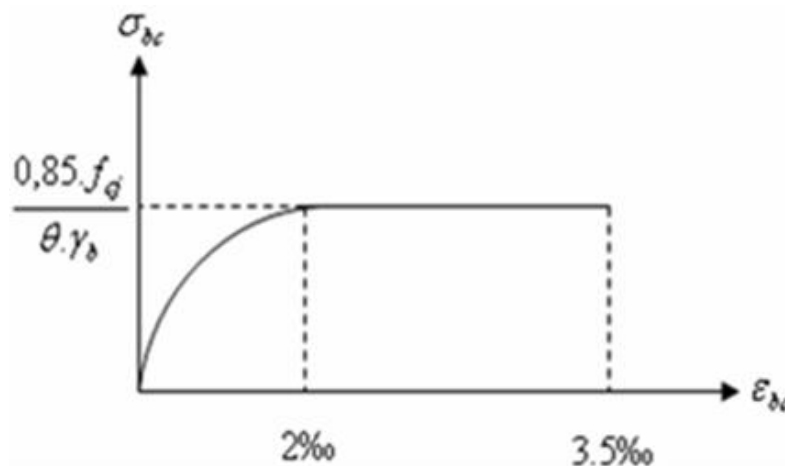


Figure I.1: Diagramme parabolique rectangle des contraintes déformations du béton.

Avec :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$;

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1,5 pour les combinaisons durable et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- $\theta = 1$ pour une durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 heures ;
- $\theta = 0,9$ pour une durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

➤ **État limite de service (E.L.S)**

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions normales d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, excessives des éléments porteurs.

Le bâtiment doit vérifier les quatre critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction.
- La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

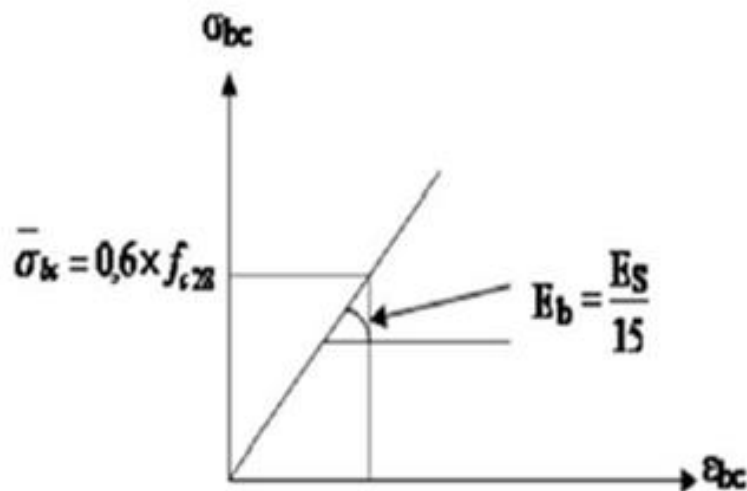


Figure I.2: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S.

• **Contrainte admissible de cisaillement**

$\tau_u = \min(0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu préjudiciable ;

$\tau_u = \min(0,15f_{cj}/\gamma_b, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \text{ Avec } b_0 : \text{ largeur de la section } \quad d : \text{ hauteur utile}$$

• **Modules de déformation longitudinale**

Ce module est connu sous le nom de module d'Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

• **Module de déformation instantanée**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de «j» jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,19 \text{ MPa.}$$

• **Module de déformation différé**

Sous des contraintes de durée d'application supérieure à 24 heures on admet qu'à l'âge de jours, le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

• **Coefficient de poisson**

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Allongement relatif du côté de la section}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinal}}$$

➤ $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

➤ $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

I.1.4.2. Aciers de construction

Les aciers utilisés en béton armé est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées.

Ils distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou à barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

-Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales ;
-Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 pour les armatures longitudinales ;
- Treillis soudés (TS): TLE52 $\varnothing = 5$ mm pour les dalles.

a) Diagramme déformation-contrainte $\sigma_s = f(\varepsilon\text{‰})$

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

$\gamma_s = 1,15$ cas général ;

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

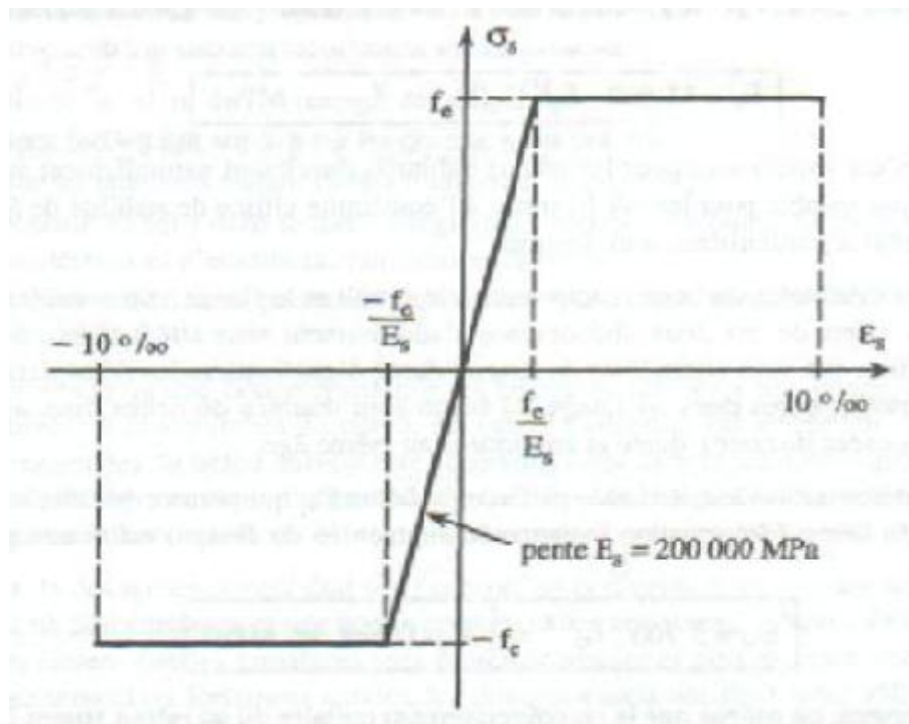


Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations

b) Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes déformations ; Sa valeur est égale à : $E_s = 2,1 \times 10^5$ [MPa].

c) Contrainte de calcul

➤**État limite ultime**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation (Figure I.3).

La contrainte de calcul, notée σ_s , est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

Avec

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤**Rond lisse ($f_e = 235$ MPa)**

$$\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤**Haute adhérence ($f_e = 400$ MPa)**

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤**État limite de service**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures :

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

➤Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ MPa ;

➤Fissuration très préjudiciable... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0,5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ MPa.

Avec

η : coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \dots \dots \dots \text{Pour ronds lisses ;} \\ \eta = 1,6 & \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta = 1,3 & \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

•**Allongement de rupture**

$\epsilon_s =$ Allongement de l'acier à l'E.L.U égale à 10%.

I.2.Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

➤États limite ultime de résistance E.L.U.R ;

➤États limite de service E.L.S.

I.2.1. États limite ultime de résistance

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

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

I.2.1.1. Hypothèses de calcul à l'E.L.U. R

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité ;

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} \\ \varepsilon_{bc} \end{array} \right\} = 3,5 \text{ ‰} \rightarrow \text{Flexion composée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} \\ \varepsilon_{bc} \end{array} \right\} = 2 \text{ ‰} \rightarrow \text{Compression simple.}$$

- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression ;
 - L'acier en traction et en compression.

I.2.1.2. Règles des trois pivots

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

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau I.1: Les déformations limitent du pivot

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5\text{‰}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

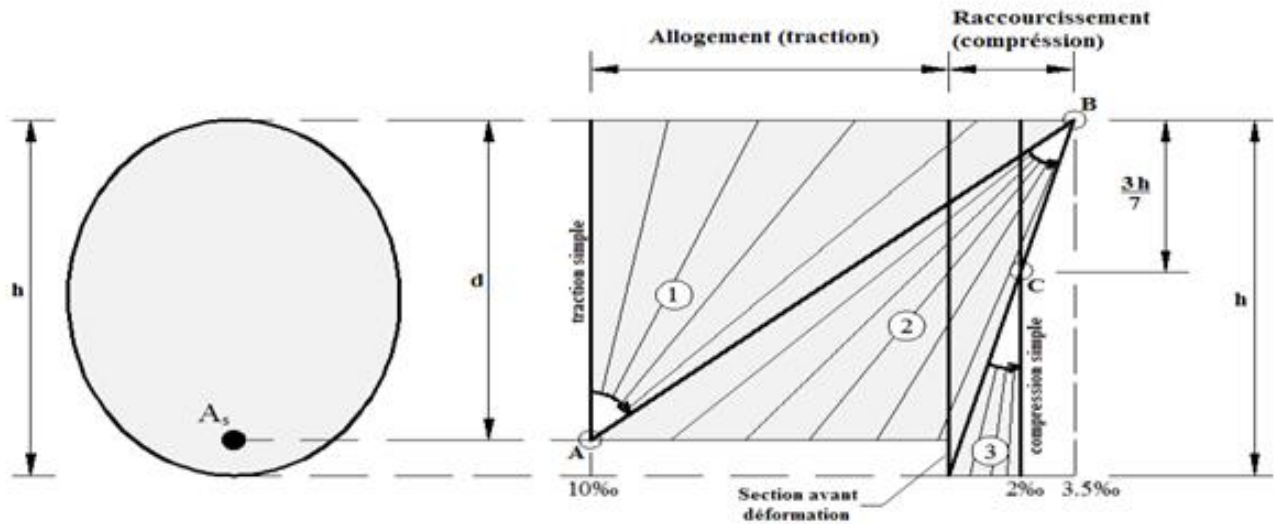


Figure I.4 : Diagramme des déformations limitées de la section- règles des trois pivots

I.2.2. États limite de service

À l'état limite de service, les calculs sont fait à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées), en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

I.2.2.1. Hypothèses de calcul à E.L.S

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

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

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

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \rightarrow \text{Coefficient d'équivalence.}$$

I.2.2.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

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

a) Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R »

➤Pour les situations durables

$$P_1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

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

$$P_2 = G + Q \pm E ;$$

$$P_3 = G + Q \pm 1,2 E ;$$

$$P_4 = 0,8 G \pm E.$$

b) Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance

$$P_5 = G + Q. \text{ Avec :}$$

G : Charge permanente ;

Q : Charge d'exploitation ;

E : Effort de séisme.

I.3. Conclusion

Dans ce chapitre on a présentés les éléments suivants :

- Le type de la construction ;
- Les matériaux utilisés et qui sont :

Un béton à 25MPa pour résistance caractéristique à la compression à 28 jours et des aciers de nuance FeE400 ayant 400MPa de résistance à la traction.

- La forme et les dimensions de bâtiment.

Chapitre II

**Pré-dimensionnement &
évaluation des charges**

II.1.Introduction

Afin de procéder aux différents calculs de résistance (E.L.U), de stabilité et de durabilité (E.L.S) des éléments porteurs et non porteurs d'une structure, un pré dimensionnement préalable de ces derniers s'exige.

Cette étape est régie par des lois empiriques issues d'un grand nombre d'essais et d'expérience vécue dans le génie civil, ces lois sont définies rigoureusement dans les règlements en vigueur R.P.A 99/version 2003, B.A.E.L 91 modifiée 99 et C.B.A93. Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués.

La transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux + voiles → fondations → sol.

II.2.Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est la partie horizontale d'une construction constituant une séparation entre deux niveaux, destinés à reprendre les charges et les surcharges et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour tous les planchers on optera pour des dalles à corps creux (hourdis) à poutrelle préfabriquées,

II.2.1.Plancher à corps creux

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

➤ Corps creux

C'est un coffrage perdu permet d'augmenter les qualités d'isolation de plancher, il n'a aucune fonction de résistance.

➤ Poutrelles

Ces sont des éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.

➤Dalle de compression

Est une dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure le report des charges en direction des poutrelles.

➤Treillis soudé

L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis.

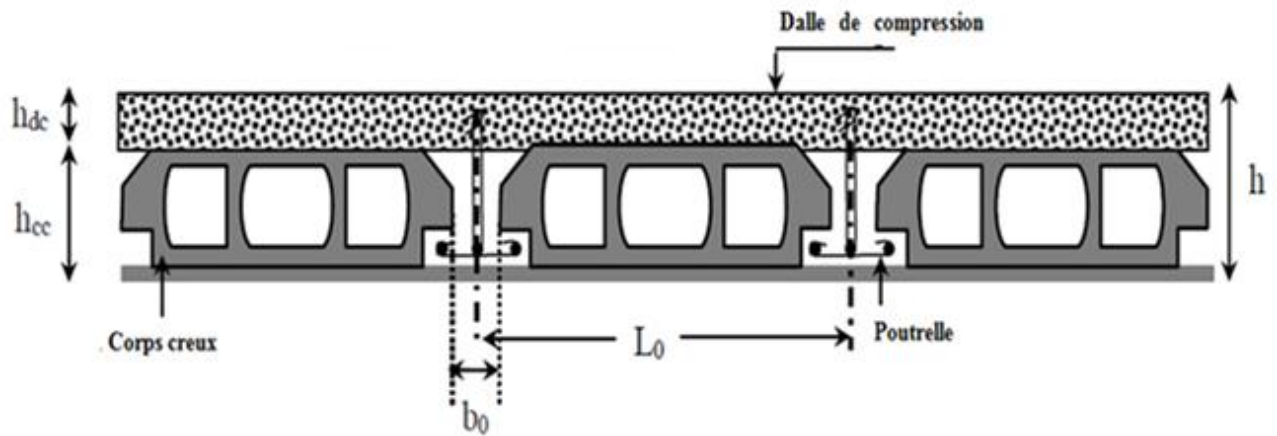


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t tel que $h_t = h_{cc} + h_{dc}$.

Avec h_{cc} et h_{dc} : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

Pour déterminer h_t , on utilise la condition suivante.

II.2.1.1. Condition de rigidité

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec : L c'est la portée maximale de la poutrelle entre nus.

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{490}{22,5}$$

$$h_t = 21,77 \text{ cm.}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t = 24 \text{ cm}$, soit un plancher $(20+4) \text{ cm}$.

II.3. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulé sur place, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les (B.A.E.L91 modifiée 99), et vérifiées selon le Règlement Parasismique Algérien en vigueur (R.P.A99/Version 2003), une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux (RDM).

➤Selon le B.A.E.L.91 modifiée 99, le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{array} \right.$$

avec : $\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale de la poutre.} \\ b : \text{largeur de la poutre.} \\ L : \text{la plus grande portée libre entre nus d'appuis.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{array} \right.$

➤Selon le **R.P.A 99/version 2003**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b \end{cases}$$

Nous avons deux types de poutres :

-Poutre principale : $L_{\max} = 5,00 \text{ m}$;
-Poutre secondaire : $L_{\max} = 4,90 \text{ m}$.

II.3.1.Poutres principales

Ce sont les poutres reçoivent les charges provenant des solives (poutrelles) et les répartiesaux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

II.3.1.1.Pré-dimensionnement des poutres principales

$$L=500 \text{ cm} \quad \text{et} \quad d=0.9 h_t$$

$$\begin{cases} 33,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 50 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 40 \text{ cm} \\ 29,997 \text{ cm} \leq b \leq 45 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du R.P.A99/version 2003:

$$\begin{cases} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,14 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 40 + 35) = 95 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres principales $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.3.2.Poutres secondaires

Ils assurent le chaînage et relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

II.3.2.1.Pré-dimensionnement des poutres secondaires

$$L=490 \text{ cm} \quad \text{et} \quad d=0.9 h_t$$

$$\begin{cases} 32,67 \text{ cm} \leq h_t \leq 49 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 40 \text{ cm} \\ 29,403 \text{ cm} \leq b \leq 44,1 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/version 2003 :

$$\begin{cases} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,14 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 40 + 35) = 95 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.4.Descente de charge

La descente de charge a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

II.4.1.Charges permanentes

Les charges permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de la vie de l'ouvrage. Celles du plancher sont déterminées à partir de sa composition. Elles

sont fonction des masses volumiques ainsi que des épaisseurs de chaque constituant. Les charges permanentes pour le plancher terrasse inaccessible, les planchers courants, mur extérieures, mur intérieures et dallage sont déterminées comme suite.

II.4.1.1. Plancher terrasse inaccessible

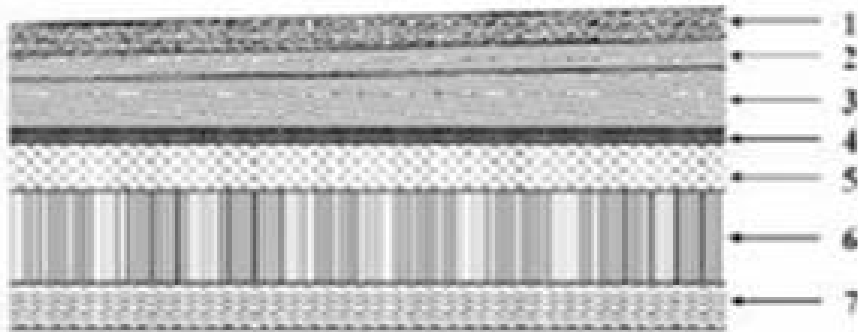


Figure II.2: Plancher terrasse.

Tableau II.1: Charge et surcharge du plancher terrasse.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Protection en gravillons	0,05	1,00
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,10	2,20
4	Feuille de Polyane	0,001	0,01
5	Isolation thermique en liège	0,04	0,16
6	Plancher à corps creux	20+4	3,20
7	Enduit en plâtre	0,02	0,20
Totale	G		6,89
Totale	Q		1

II.4.1.2. Plancher étage courant

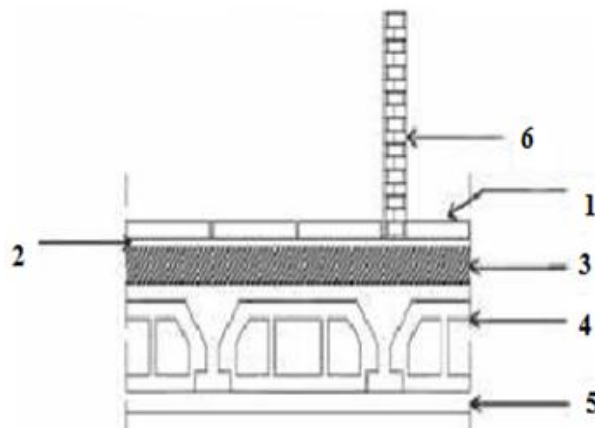


Figure II.3: Plancher étage courant, R.D.C

Tableau II.2: Charge et surcharge des étages courants.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	0,34
4	Plancher à corps creux	20+4	3,20
5	Enduit en plâtre	0,02	0,20
6	Cloison en briques creuses	0,10	0,90
Total	G		5,44
Totale	Q : Plancher RDCétage au 5 ^{ème} étage (usage habitation)		1,50

II.4.1.3. Mur extérieur (double cloison)

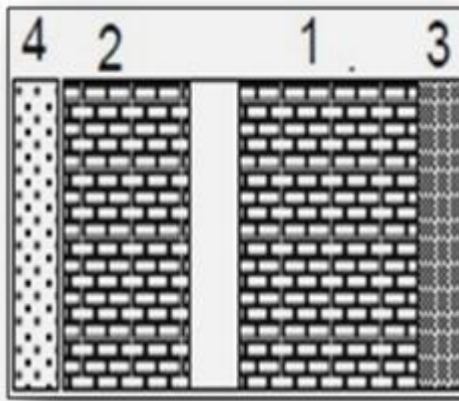


Figure II.4: Détail mur extérieur

Tableau II.3 : Charge et surcharge des murs extérieurs.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Brique creuses à l'extérieur	0,15	1,30
2	Brique creuses à l'intérieur	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,02	0,36
4	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
Totale	G (RDC, 1 ^{er} au 5 ^{ème} étage)		2,71

Remarque

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessaire d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

$$G = 0,7 \times 2,71 = 1,897 \text{Kn/m}^2.$$

II.4.1.4.Mur intérieur

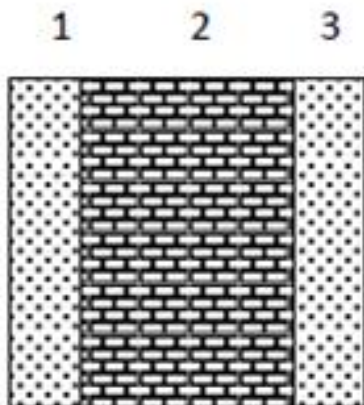


Figure II.5: Détail d'un mur intérieur.

Tableau II.4: Charge et surcharge des murs intérieurs.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
2	Brique creuses	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
Totale	G (RDC, 1^{er} au 5^{ème} étage)		1,32

II.4.2.Charges d'exploitations

Les charges d'exploitations ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent aux mobiliers, aux matériels, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation.

II.4.2.1.Loi de dégression des charges d'exploitations

Puisque il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages, qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut.

Sous terrasse q_0 ;

Sous étage 1 $q_0 + q_1$;

Sous étage 2 $q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$;

Sous étage 3 $q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$;

Sous étage 4 $q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$;

Sous étage n $q_0 + \frac{3+n}{2n} (q_1 + q_2 + \dots + q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

Tableau II.5: Dégression des charges d'exploitations.

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
05	Q ₀	∑ ₀ = q ₀	1,00
04	Q ₁	∑ ₁ = q ₀ + q ₁	2,50
03	Q ₂	∑ ₂ = q ₀ + 0,95 (q ₁ + q ₂)	3,85
02	Q ₃	∑ ₃ = q ₀ + 0,90 (q ₁ + q ₂ + q ₃)	5,05
01	Q ₄	∑ ₄ = q ₀ + 0,85 (q ₁ + q ₂ + q ₃ + q ₄)	6,10
RDC	Q ₅	∑ ₅ = q ₀ + 0,80 (q ₁ + q ₂ + q ₃ + q ₄ + q ₅)	7,00

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont pré-dimensionnés en compression simple et leur résistance est notamment limitée par le risque de flambement.

Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qu'il correspond à un poteau reprend la surface du plancher la plus importante.

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

Dans notre structure on a 2 types des coffrages :

- **Type 1** : (RDC, 1^{ère}, 2^{ème}) ;
- **Type 2**: les étages (3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}) .

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_{e}}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression).
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

- λ : Élancement d'E.U.L.R (λ = $\frac{L_f}{i}$).
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration (i = $\sqrt{\frac{I}{B}}$).

- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ($I = \frac{b^3 a^3}{12}$).
- B : Surface de la section du Béton ($B = a \times b$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$)..... Situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)..... Situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPA).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- A_s : Section d'acier comprimée.
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm.

L'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a - 2)(b - 2)$) (cm^2).

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

II.5.1.Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où : $h_0 = 3,23$ m.

Donc : $L_f = 0,7 \times h_0 = 0,7 \times 3,23 \Rightarrow L_f = 2,261$ m.

II.5.1.1.Poteau le plus sollicité

On fixe notre choix au poteau axes (C, 5) comme il est motionné au figure suivante où la surface hachure c'est elle supporte par le poteau pour toute étages.

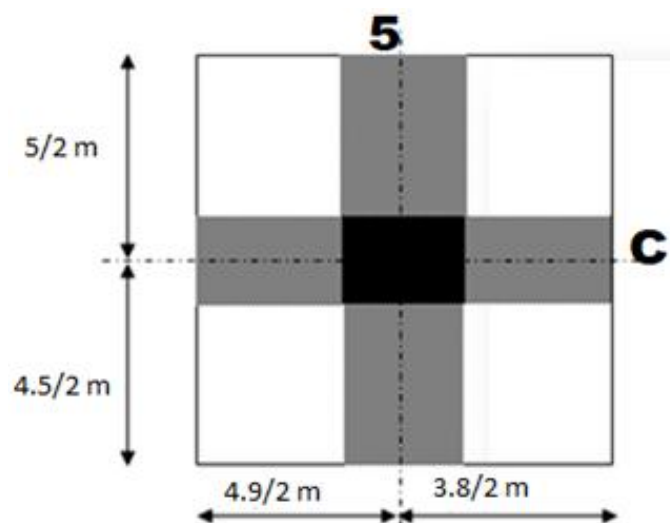


Figure II.6 : Le poteau le plus sollicité

II.5.1.2.Surface reprise par poteau à chaque étage

Soit S La surface supportée par poteau axe (C, 5):

$$S = \left(\frac{5,00}{2} + \frac{4,50}{2} \right) \times \left(\frac{4,90}{2} + \frac{3,80}{2} \right)$$

$$S = 20,066 \text{ m}^2.$$

II.5.1.3.Effort normal ultime due à chaque niveau

Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G

Poids propre des plancher terrasse

➤Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{\text{terrasse}} \times S = 6,89 \times 20,066 = 138,255 \text{ KN.}$$

Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC

➤Poids propre du plancher étages courants

$$G_{\text{RDC,ETAGE courants}} \times S = 5,44 \times 20,066 = 109,160 \text{ KN.}$$

Poids propre des poutres principales

➤ $G_{\text{p.principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$

$$\text{➤} G_{\text{p.principale}} = 25 \times 0,35 \times 0,40 \times \left(\frac{5,00}{2} + \frac{4,5}{2} \right) = 16,625 \text{ KN.}$$

Poids propre des poutres secondaires

➤ $G_{\text{p.secondeaire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L .$

$$\text{➤} G_{\text{p.secondeaire}} = 25 \times 0,35 \times 0,40 \times \left(\frac{4,9}{2} + \frac{3,8}{2} \right) = 15,225 \text{ KN.}$$

Poids propre totale

➤ $G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC,ETAGE courants}} \times n + (G_{\text{p.principale}} + G_{\text{p.secondeaire}}) \times n$

Avec : n c'est le nombre de plancher d'étages courants; n=05.

$$\text{➤} G_{\text{total}} = 138,255 + (109,160 \times 05) + (16,625 + 15,225) \times 06.$$

$$\Rightarrow G_{\text{total}} = 875,155 \text{ KN.}$$

Les efforts de compression due aux charges d'exploitation

$$\text{➤} Q_{\text{total}} = Q \times S = 7,00 \times 20,066 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 140,462 \text{ KN.}$$

Majoration des efforts

On doit majorer les efforts de 10 %

$$\triangleright \dots\dots\dots N_G = 1,1 \times 875,155 = 962,6705 \text{ KN.}$$

$$\triangleright \dots\dots\dots N_Q = 1,1 \times 140,462 = 154,5082 \text{ KN.}$$

$$\triangleright \dots\dots\dots N_U = (1,35 \times 962,6705) + (1,5 \times 154,5082) = 1531,37 \text{ KN} \Rightarrow$$

$$N_U = 1531,37 \text{ KN.}$$

II.5.1.4. Détermination de (a)

$$B = b \cdot a; I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,261}{(0,289 \times a)} \leq 50.$$

$$\Rightarrow \left(a \geq \frac{2,261 \times 100}{0,289 \times 50} = 15,65 \right)$$

$$a \geq 15,65 \text{ cm}$$

On prend

$$a = 45 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,261 \times 100}{(0,289 \times 50)} = 15,65 < 50.$$

$$\lambda = 15,65 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

II.5.1.5. Détermination de (b)

Selon les règles du **B.A.E.L91 modifiée 99**, l'effort normal ultime Nudoit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$B_r = (45 - 2)(b - 2) = 43 \times (b - 2) \text{ cm.}$$

$$\triangleright \dots\dots\dots \text{Selon (R.P.A 99/version 2003)} A_s = 0,8\% B_r \dots\dots \text{(Zone IIa).}$$

$$A_s = 0,8\% [43(b - 2)] = 0,344(b - 2) \text{ cm}^2.$$

$$\lambda = 15,65 < 50$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} \right].$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(15,65/35)^2} \right] = 0,82$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa ;}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa ;}$$

$$\gamma_b = 1,5 ;$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$N_u \leq 0,82 \times \left[\frac{43 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,344 \times (b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 22,39 \text{ cm}$$

Donc on prend $b = 45 \text{ cm}$.

II.5.1.6. Vérifications selon (R.P.A99/version 2003)

Dimensions minimaux requis par le (R.P.A99/version 2003)

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

$$\min(a,b) = \min(45;45) = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\min(a,b) = \min(45;45) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16,15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \right.$$

Avec : h_e : Hauteur d'étage.

Donc on adopte pour les poteaux de RDC une section carrée $(a \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des sections des poteaux par types.

Les types	Niveaux	Section (a x b) cm ²
2	3,4 et 5	(40 x 40)
1	RDC,1 et 2	(45 x 45)

II.6. Pré-dimensionnement des voiles

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les Règle Parasismique Algériennes R.P.A 99/ version 2003. D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent), et d'autre part à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le (R.P.A99/version 2003) article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $L \geq 4e$.

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur du voile ;

e : épaisseur du voile. L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

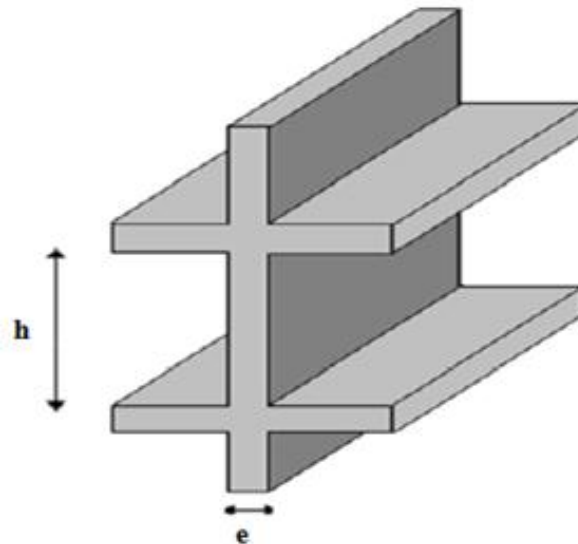


Figure II.7: Coupe de voile en élévation.

II.6.1. Pour RDC

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 20 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{323}{22} \rightarrow e \geq 14,68 \text{ cm.}$$

II.6.2. Pour le reste des étages

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 20 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{323}{22} \rightarrow e \geq 14,68 \text{ cm.}$$

Avec

L : Longueur du voile ;

e : Épaisseur du voile ;

h_e : Hauteur d'étage.

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements : **e = 20cm**.

II.7. Conclusion :

La descente de charges consiste donc à s'assurer du bon cheminement des charges dans notre structure porteuse du haut vers le bas.

On détermine les charges qui s'appliquent sur chaque éléments de la structure, cela nous permet de dimensionner jusqu'au sol tous les éléments porteur de notre structure.

Chapitre III

Calculs et ferrailage des planchers

III.1.Introduction

Les planchers utilisés sont de type dalle pleine et à corps creux avec une dalle de compression en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant les charges horizontales et verticales aux éléments verticaux.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- Plancher à corps creux ;
- Plancher à dalle pleine .

Les planchers assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance**

Les planchers supportant leurs poids propre et les surcharges d'exploitations.

- **Fonction d'isolation**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, Comme notre projet a usage d'habitation et commerce et administratif, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur les quelles reposent les entrevous. Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

III.2.Dimensionnement des poutrelles

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$).

La hauteur du plancher est 24cm soit (20+4) cm.

Avec : $\begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{corps creux;} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression.} \end{cases}$

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65 cm entre axes. Hauteur du plancher : $h_t=24$ cm épaisseur de la nervure : $h_0=4$ cm Largeur de la dalle de compression: $b_0=12$ cm.

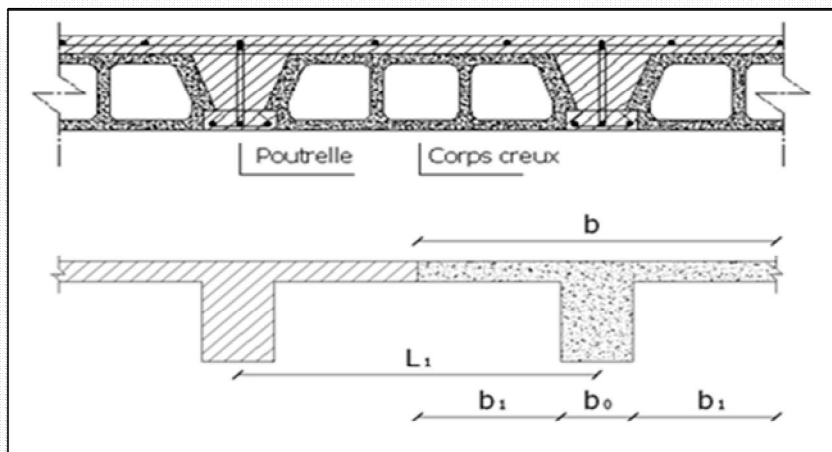


Figure III.1 : Dimensionnement des poutrelles.

- **Calcul de la largeur (b) de la poutrelle**

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

$$b=2b_1+b_0 \dots\dots\dots (1)$$

la portée maximale est :

$L = 4,90 \text{ m}$ et $l_1 = 65 \text{ cm}$.

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{490}{10} = 49 \text{ cm.} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm.} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$.

Pour avoir :

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$\Rightarrow 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

III.2.1. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

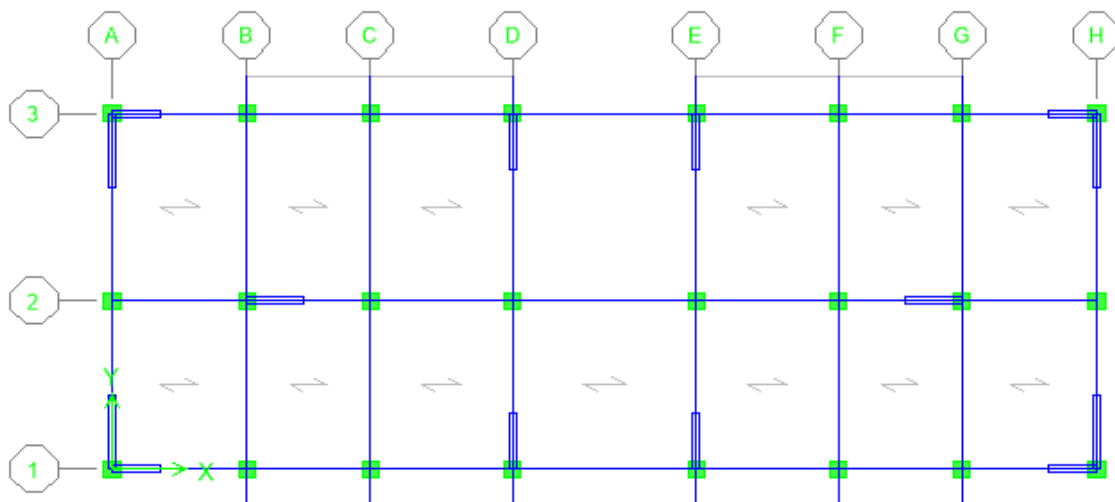


Figure III.2 : Disposition des poutrelles.

III.3. Méthode de calcul des poutrelles

III.3.1. Méthode forfaitaire

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement **B.A.E.L 91 modifiée 99** est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courantes si les conditions ci après sont satisfaites.

III.3.1.1. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- a) La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- b) Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées ;

- c) Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 ; $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$;
- d) la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

III.3.1.2.Principe de calcul

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.

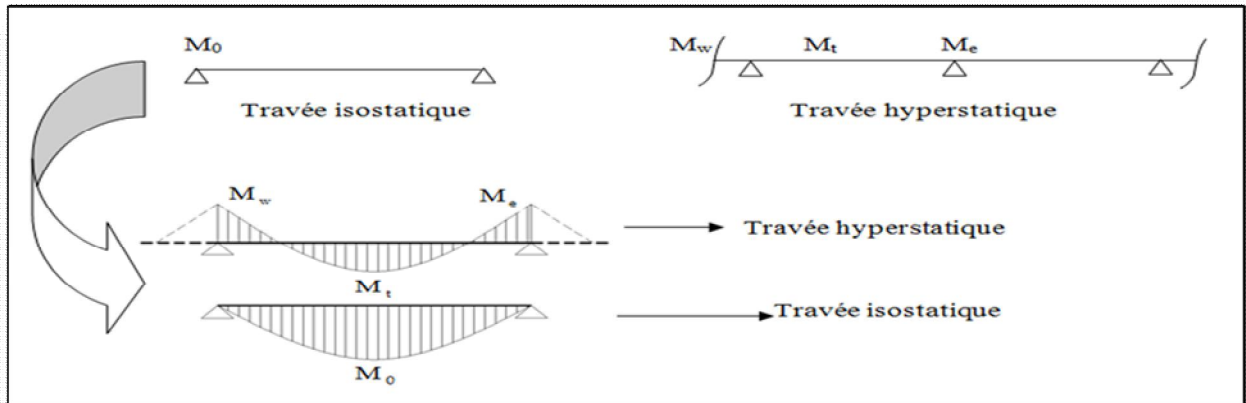


Figure III.3: Diagrammes des moments corrigés.

Selon le **B.A.E.L91 modifiée 99**, les valeurs de M_w, M_t, M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

$$M_t \geq \max [1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - (M_w + M_e)/2$$

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

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

M₀: Le moment maximal dans la travée indépendante ;

M_t: Le moment maximal dans la travée étudiée ;

M_w: Le moment sur l'appui gauche de la travée ;

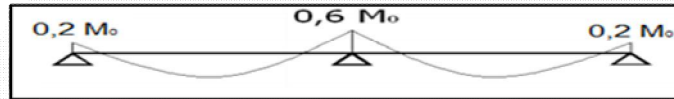
M_e: Le moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha = Q/(G + Q)$ Le rapport de la charge d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitations.

III.3.1.3.Les valeurs des moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

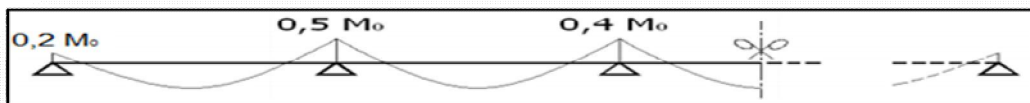
- Poutre continue à deux travées .



➤ Poutre continue à trois travées .



➤ Poutre continue à plus de trois travées.



III.3.1.4.Effort tranchant

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

Le règlement **B.A.E.L 91 modifiée 99**, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

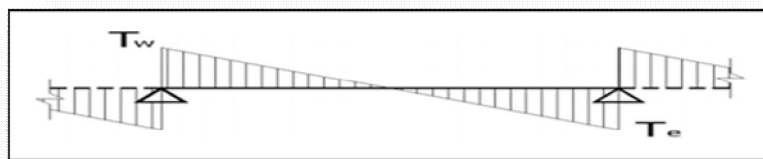
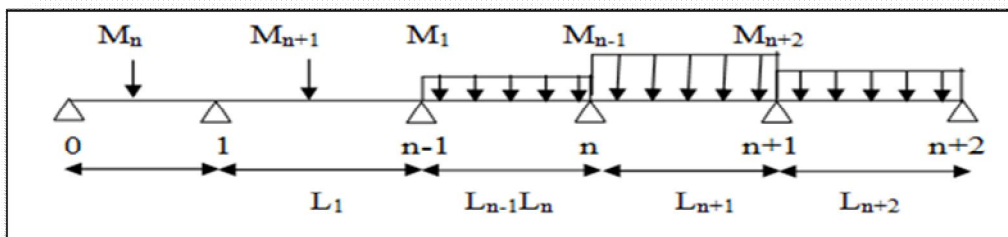


Figure III.4: Diagramme de l'effort tranchant.

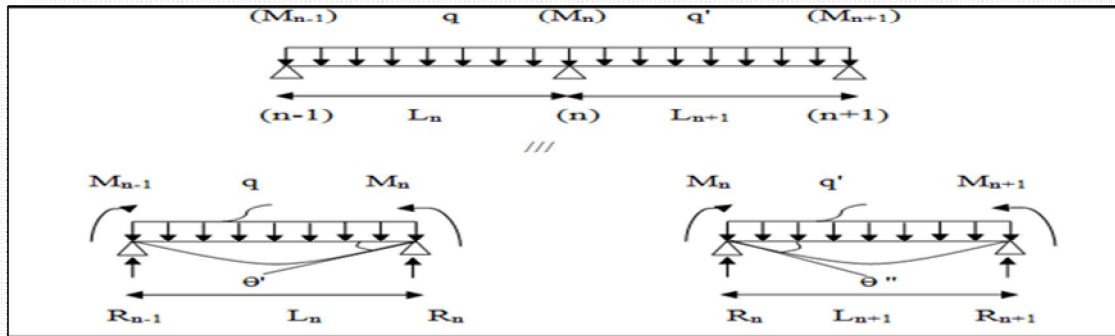
III.3.2.la méthode des trois moments (selon B.A.E.L 91 modifiée 99 « Jean-Pierre Mougin ») page 183

➤ Principe de calcul de la méthode des trois moments

Pour les poutres continues à plusieurs appuis.

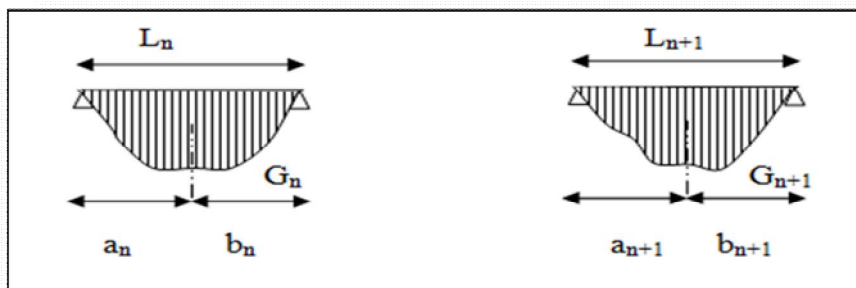


Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité, ($\theta' = \theta''$).....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q, q' peuvent être tracer selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.



G_n, G_{n+1} : les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont la signification indiquée sur la figure.

S_n et S_{n+1} : les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(M_{n+1})$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

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

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme générale est applicable à tous les types de chargement. Cette équation est appelée (**EQUATION DE CLAPEYRON**).

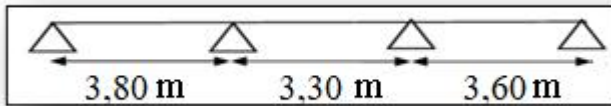
III.4.Calcul du ferrailage

III.4.1.Planchers (RDC, étages courants)

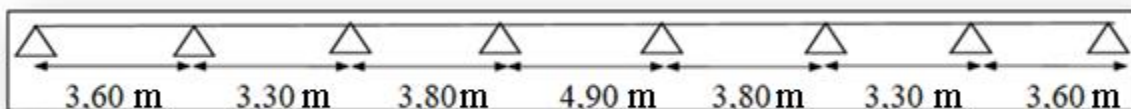
III.4.1.1. Etude des poutrelles planchers(RDC, étages courants)

On a deux (02) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs des travées.

Type 01 : TravéesE-F ;F-G ;G-H.



Type 02 :Travées A-B;B-C;C-D;D-E;E-F;F-G;G-H.



➤ Les combinaisons de charges

Les charges par mètre linéaire /ml.

➤ Planchers(RDC, étages courants)

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,44 \times 0,65 = 3,536 \text{ KN/ml. } Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,24 \text{ KN/ml.} \\ Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml. } Q_{ser} = G + Q = 4,51 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

➤ Planchers(RDC, étages courants)

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

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2G = 10,88 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2);$$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq 10,88 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.

Tableau III.1: Rapport entre les travées successives.

Travées	A-B	B-C	C-D	D- E	E- F	F-G	G-H
Portée	3,60	3,30	3,80	4,90	3,80	3,30	3,60
Rapport	1,09	0,87	0,77	1,29	1,15	0,92	

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25 \text{Condition non vérifiée.}$$

Dans notre projet : la détermination des sollicitations se fait par l'application de logiciel RDM 6.

Sollicitations Planchers (RDC, étages courants)

b .1)E.L.U

➤ **Exemple de calcul type 01**

• **Moments fléchissant (isostatiques)**

$$M_0^{AB} = \frac{6,24 (3,80)^2}{8} = 11,26 \text{KN.m.}$$

$$M_0^{BC} = \frac{6,24 (3,30)^2}{8} = 8,49 \text{KN.m.}$$

$$M_0^{CD} = \frac{6,24 (3,60)^2}{8} = 10,11 \text{KN.m.}$$

➤ **Moments sur appuis**

En appui (A) et (D) : $M_A = M_D = 0,2M_0$.

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2(11,26) = 2,25 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = 0,2M_0^{CD} = 0,2(10,11) = 2,02 \text{ KN.m.}$$

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (RDC, étages courants).

	Type1 M(KN. m) et T(KN)					Type2 M(KN.m) et T(KN)				
	M _{0max}	M _{a(rive)max}	M _{a(inter)max}	M _{t max}	T _{max}	M _{0max}	M _{a(rive)max}	M _{a(inter)max}	M _{t max}	T _{max}
ELU	11,26	2,25	7,76	6,43	13,3	18,73	2,02	11,17	7,55	15,28
ELS	8,14	1,63	5,61	4,64	9,62	13,5	1,46	8,08	5,46	11,05

➤ **Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'E.L.U)**

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

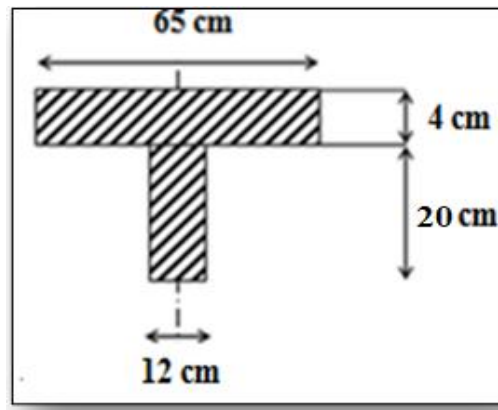
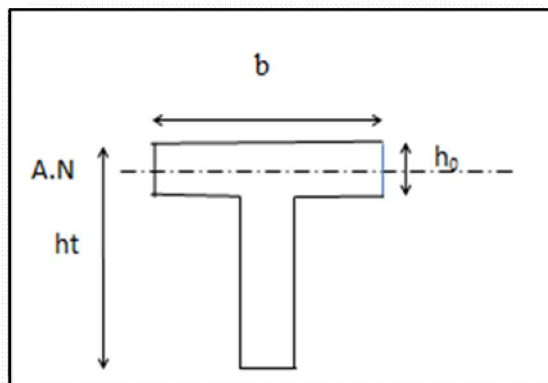


Figure III.5: La section de la poutrelle calculée (en T).



➤ ferrailage de (RDC, étages courants)

$$\begin{cases} M_{0 \max} = 18,73 \text{ KN.m.} \\ M_{t \max} = 7,55 \text{ KN.m.} \\ M_{a(\text{rive}) \max} = 2,25 \text{ KN.m.} \\ M_{a(\text{intermédiaire}) \max} = 11,17 \text{ KN.m.} \\ T_{\max} = 15,28 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ Ferrailage en travée

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$M_{tab} = 65 \times 4 \times 14,17(22 - 2) \cdot 10^{-3} = 73,68 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t \max} = 07,55 \text{ KN.m} < M_{tb} = 73,68 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t^u < M_0.$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{t \max} = 07,55 \text{ KN.m}$.

Figure III.6: Position de l'axe neutre.

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{07,55 \times 10^3}{14,17 \times (22)^2 \times 65} = 0,017 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\mu = 0,017 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0214;$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,991$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{07,55 \times 10^3}{0,991 \times 22 \times 348} = 0,995 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0,995 \text{ cm}^2.$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifiée 99 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,288 ; 0,318]$$

$$A_{\min} = 0,318 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,318 ; 0,995) = 0,995 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

➤ **Ferrailage Sur appuis**

➤ **Appuis intermédiaire**

Etat- limite ultime de résistance.

$$M_a^u \text{ max (intermédiaire)} = 11,17 \text{ KN.m.}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension:

$$(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2.$$

$$\mu = \frac{M_a(\text{intermédiaire})}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{11,17 \times 10^3}{14,17 \times (22)^2 \times 12} = 0,135 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,182;$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,927 ;$$

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

$$A_{s(\text{intermédiaire})} = \frac{M_a(\text{intermédiaire})}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,17 \times 10^3}{0,927 \times 22 \times 348} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

➤ **Appuis de rive**

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 2,25 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_a(\text{rive})}{f_{hc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2,25 \times 10^3}{14,17 \times (22)^2 \times 12} = 0,027 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,034.$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,986.$$

$$A_{s(\text{rive})} = \frac{M_a(\text{rive})}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,25 \times 10^3}{0,986 \times 22 \times 348} = 0,298 \text{ cm}^2.$$

d) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifiée 99 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_s}\right) = \left(\frac{12 \times 24}{1000}; 0,23 \times 12 \times 22 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,288 ; 0,318]$$

$$A_{\min(\text{intermédiaire})} = 0,318 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\alpha \text{ adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,318 ; 1,57) = 1,57 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 2T10 = 1,58 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min(\text{rive})} = 0,318 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,318 ; 0,298) = 0,318 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérifications**

e) L'influence de l'effort tranchant

D'après le (B.A.E.L91 modifiée 99 art A.5.1,211) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15,28 \times 10^3}{12 \times 22 \times 100} = 0,58 \text{ MPa.}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

f) Section et écartement des armatures transversales A_t

f.1) Diamètre des armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_{1\min}\right).$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 6,86 \approx 8 \text{ mm.}$$

On prend

$$\varphi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \varphi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

f.2) Calcul des espacements

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(19,8 ; 40) \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t \leq 19,80 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

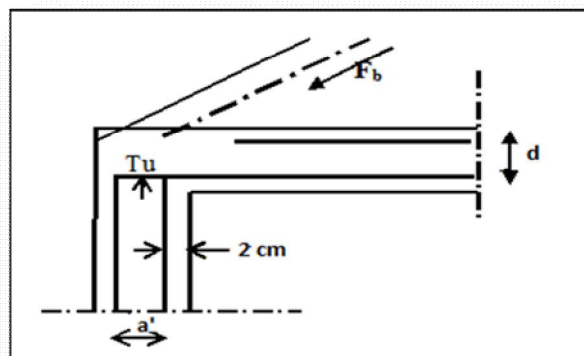
f.3) La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj})}{0,9 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

K=1 (fissuration non préjudiciable).

$$\alpha = 90^0 \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$



$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj})}{0,9 \cdot f_e} \cdot b_0 \cdot s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(0,58 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15 \Rightarrow A_t = -5,75 \cdot 10^{-5}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifiée 99).

g) Pourcentage minimal des armatures transversales

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,29; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times s_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,31 \text{ cm}^2.$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$.

h) Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la bielle est

Figure III.7: Compression de la bille d'about.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

D'où : $\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{a \cdot b_0}$

a = la longueur d'appui de la bielle $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir: $\bar{\sigma}_b < \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,85 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 15,28 \times 10^3 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 1,80 \text{ cm.}$$

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

$$\Rightarrow a' = c - c' - 2\text{cm} = 45 - 2 - 2 = 41\text{cm.}$$

$a = \min(41 \text{ cm} ; 19,8 \text{ cm}) = 19,80\text{cm} > 1,80 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

i) Vérification à L' E .L .S

i.1) Au niveau des travées

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

{Section rectangulaire
{Acier $F_y E 400$

$$\text{Si: } \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2}\right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

i .2) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2}\right) + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.3 : Vérification des compressions.

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	α	$\left(\frac{\gamma - 1}{2}\right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appuis	11,17	8,08	0,073	0,44	Condition vérifiée
Travée	07,55	5,46	0,016	0,44	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

j) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u \text{ et } V_u \leq 0,267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28} \Rightarrow \frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq \alpha \leq d_1$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2\text{cm} \text{ tel que : } l_a = l_s - \text{Type de crochet}$$

l_a : Longueur d'ancrage.

l_s : Longueur de scellement droit (donnéea partir du B.A.E.L 91 modifiée 99).

On choisit par exemple un crochet de 90°

Donc: $l_a = l_s - 24,69\phi$ tel que : $l_s = 35 \phi$ ($F_{c28} = 25\text{MPa}; F_e 400$)

$$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31\text{cm}$$

Alors: $a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31\text{cm}$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 1,2) \times 10^2 \times 25 = 66,56\text{KN}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 15,28 \text{ KN} \leq 66,56 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

k) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e/\gamma_s}; A_s = \frac{1,15 \times 15,28 \times 10^3}{400} = 0,44\text{cm}^2$$

$$A_s = 2,36\text{cm}^2 \geq 0,44\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

l) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot 0,23 \sum \mu}; (\sum \mu: \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres}).$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}; \text{ Pour les armatures à H.A} \rightarrow \psi_s = 1,5 \text{ d'après le tableau :}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa ;}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\sum \mu = 3 \cdot 2 \cdot \pi \cdot R = 3 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 0,8 = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_s = \frac{15,28 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,23 \cdot 15,07} = 0,49 \text{ MPa.}$$

Donc

$$\tau_s = 0,49 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

m) Vérification de la flèche

D'après B.A.E.L 91 modifiée 99 : $F \leq F_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max}$: la portée maximal

Dans notre cas, on a :

$$L_{\max} = 4,90\text{m}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{490}{500} = 0,0098\text{m}$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{\sigma_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{24}{490} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,048 \geq 0,044) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{\sigma_t}{L} \geq \frac{M_{\text{ser}}}{10 \cdot M_{0 \text{ ser}}} \right) \Rightarrow \left(\frac{24}{490} \geq \frac{5,46}{10 \times 13,5} \right) \Rightarrow (0,048 \geq 0,040) \dots\dots\dots \text{Condition} \\ \text{vérifiée.} \\ \left(\frac{\sigma_{\phi,d}}{\sigma_{\phi}} \leq \frac{\sigma}{\sigma_{\phi}} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12,22} = 0,0089 \leq \frac{4,9}{400} = 0,0123 \right) \dots\dots\dots \text{Condition} \\ \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Vu que les 03 condition sont vérifiées, donc ne passe pas au calcul pratique de la flèche.

➤ **Schémas de ferrailage des poutrelles (RDC, étages courants)**

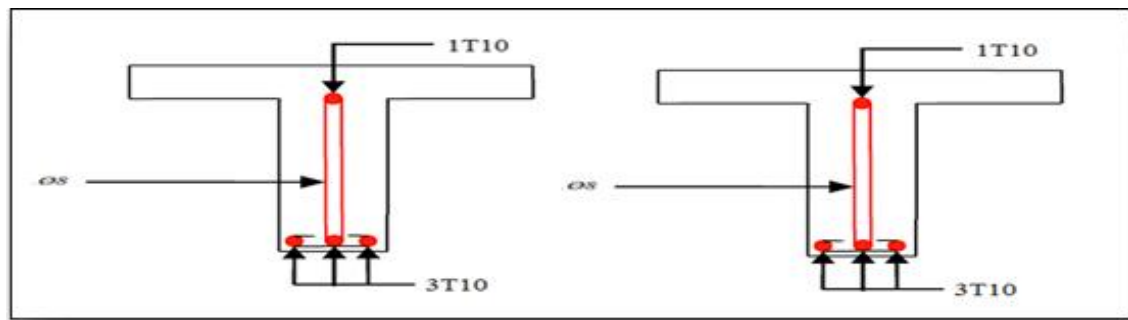


Figure III.8: Ferrailage des poutrelles de rive (RDC, étages courants)

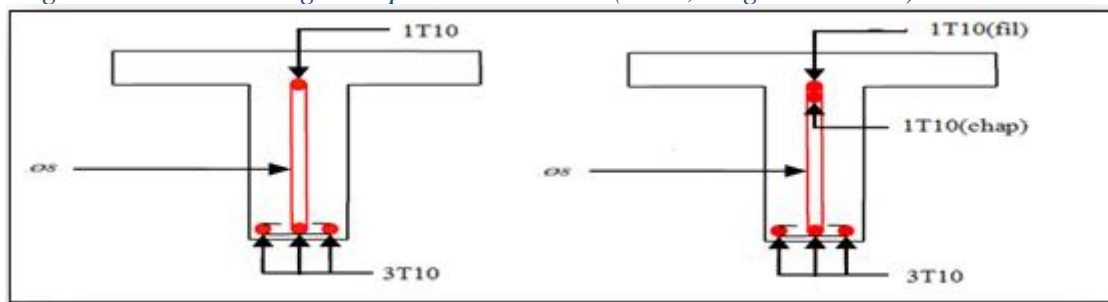
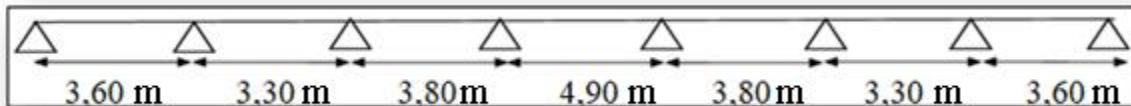


Figure III.9: Ferrailage des poutrelles intermédiaires (RDC, étages courants)

III.4.2. Étude des poutrelles (plancher terrasse)

On a un type des poutrelles selon le nombre et des longueurs des travées

Type 1 : Travées A-B; B-C; C-D; D-E; E-F; F-G; G-H.

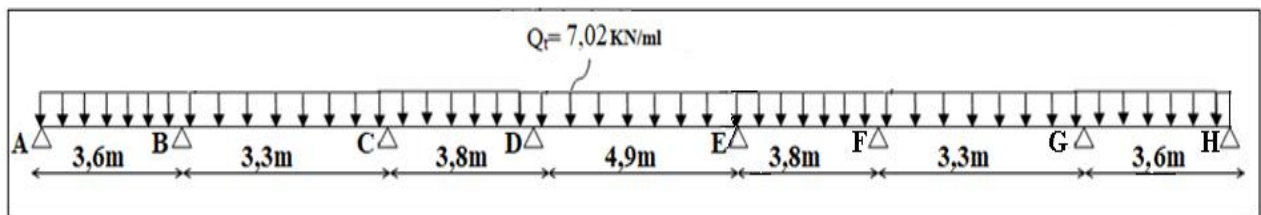


a) Verification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- la charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- $Q=1 \text{ KN/m}^2 \leq 13,78 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.
- Poutrelle à d'inertie constante ($I=C^{te}$)..... Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable..... Condition non vérifiée.

Exemple de calcul :(Selon logiciel RDM 6)

On prend un seul type de calcul, type de poutrelle (avec 07 travées).



b) Sollicitations

$G = 6,89 \times 0,65 = 4,48 \text{ KN/mL}$.

$Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$.

$Q_{Tj} = 1,35G + 1,5Q = 7,02 \text{ KN/ml}$.

$Q_{ser} = G + Q = 5,13 \text{ KN/ml}$.

Tableau III.4: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse).

	Type1 M(KN. m) et T(KN)				
	M _{0max}	M _{a(rive)max}	M _{a(inter)max}	M _{t max}	T _{max}
ELU	21,07	2,27	12,57	8,49	17,2
ELS	15,40	1,66	9,19	6,21	12,56

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en T soumise à la flexion simple à l'ELU. Rensuit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'ELS.

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\begin{cases} M_{0\max} = 21,07 \text{ KN.m.} \\ M_{t\max} = 8,49 \text{ KN.m.} \\ M_{a(\text{rive})\max} = 2,27 \text{ KN.m.} \\ M_{a(\text{intermédiaire})\max} = 12,57 \text{ KN.m.} \\ T_{\max} = 17,2 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ **Ferrailage en travée**

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 65 \times 4 \times 14,17(22 - 2) \cdot 10^{-3} = 73,68 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t\max} = 08,49 \text{ KN.m} < M_{tab} = 73,68 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^u < M_0.$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression.

La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions : $(b \times h) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$

b) Vérification de l'existance des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{08,49 \times 10^3}{14,17 \times (22)^2 \times 65} = 0,019 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\mu = 0,019 < 0,392$$

$$\Rightarrow \text{pivot A: } \xi_{\mu} = 10\%$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,024;$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99.$$

$$\sigma_{\mu} = \frac{\sigma_{bc}}{\beta} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{\mu}} = \frac{08,49 \times 10^3}{0,99 \times 22 \times 348} = 1,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 1,12 \text{ cm}^2.$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifiée 99 art A.4.2.1)

$$A_{s\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times \mu \times \mu \times \frac{t_{28}}{\sigma_{\mu}}\right) \Rightarrow A_{s\min} \geq \max[0,288 ; 0,318]$$

$$A_{s\min} = 0,318 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s\text{adoptif}} = \max(A_{s\min}; A_{s\text{cal}}) = \max(0,318 ; 1,12) = 1,12 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrillage sur appuis**

➤ **Appuis intermédiaire**

$$\text{Etat- limite ultime de résistance : } M_{a\max(\text{intermédiaire})} = 12,57 \text{ KN.m.}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2.$$

$$\mu = \frac{M_{(inter)}}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{12,57 \times 10^3}{14,17 \times (22)^2 \times 12} = 0,153 < 0,392 \rightarrow \mu' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,263$$

$$\alpha' = 1 - 0,4\alpha = 0,895.$$

$$A_{s(intermediaire)} = \frac{M_{(intermediaire)}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,57 \times 10^3}{0,895 \times 22 \times 348} = 1,83 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 1,83 \text{ cm}^2.$$

➤ Appuis de rive

$$M_{a \max(rive)} = 2,27 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{(rive)}}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2,27 \times 10^3}{14,17 \times (22)^2 \times 12} = 0,027 < 0,392 \rightarrow \mu' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,034$$

$$\alpha' = 1 - 0,4\alpha = 0,986 .$$

$$A_{s(rive)} = \frac{M_{(rive)}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,27 \times 10^3}{0,986 \times 22 \times 348} = 0,3 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0,3 \text{ cm}^2.$$

d) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifiée 99 art A.4.2.1)

$$A_{s \min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times A_{cal} \times \mu \times \frac{\sigma_{s28}}{\sigma_s}\right) = \left(\frac{12 \times 24}{1000}; 0,23 \times 12 \times 22 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{s \min} \geq \max[0,288 ; 0,318]$$

$$A_{s \min(intermediaire)} = 0,318 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{s \text{ adoptif}} = \max(A_{s \min}; A_{cal}) = \max(0,318 ; 1,83) = 1,83 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \min(rive)} = 0,318 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s \text{ adoptif}} = \max(A_{s \min}; A_{cal}) = \max(0,318 ; 0,3) = 0,318 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2.$$

➤ Vérifications

e) L'influence de l'effort tranchant

D'après le B.A.E.L91 modifiée 99 art A.5.1 ,211

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{A_s} = \frac{17,2 \times 10^3}{12 \times 22 \times 100} = 0,65 \text{ MPa.}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\sigma}_s = \min\left(0,2 \frac{\sigma_{s28}}{\sigma_s}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 0,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

f) Section et écartement des armatures transversales

f.1) Diamètre des armatures transversales : (article A.7.2, 2 du B.A.E.L91 modifiée 99)

$$\phi_{st} \leq \phi_{st} \left(\frac{\phi_{st}}{35}; \frac{\phi_{st}}{10}; \phi_{st} \right)$$

$$\phi_{st} \leq \phi_{st} \left(\frac{240}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right) = 6,85 \approx 8 \phi_{st}$$

On prend : $\phi_{st} = 8 \text{ mm} \Rightarrow \phi_{st} = 1 \phi_{st} = 0,5 \text{ cm}^2$.

f.2) Calcul des espacements d'après le B.A.E.L91 modifiée 99 (A.5.1, 22)

$$\begin{cases} \phi_{st} \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ \phi_{st} \leq \min(19,8; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \phi_{st} \leq 19,80 \text{ cm} \Rightarrow \phi_{st} = 15 \text{ cm}.$$

f.3) La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj})}{0,9 \cdot f_{e_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$ (fissuration non préjudiciable).

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1.$$

$$f_{e_s} E = 235 \text{ MPa};$$

$$\delta_s = 1, 15.$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj})}{0,9 \cdot f_{e_s}} \cdot b_0 \cdot s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(0,65 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15$$

$$A_t = -7,19 \cdot 10^{-5}.$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifiée 99 DTU page 196).

g) Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{\phi_{st} \times \phi_{st}}{\phi_{st} \times \phi_{st}} \geq \max \left(\frac{\phi_{st}}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right).$$

$$\frac{\phi_{st} \times \phi_{st}}{\phi_{st} \times \phi_{st}} \geq \phi_{st} (0,325; 0,4 \phi_{st}) = 0,4 \text{ MPa}.$$

$$A_{st} \geq \left(\frac{0,4 \times \phi_{st} \times \phi_{st}}{\phi_{st}} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \phi_{st}^2 \approx 0,30 \text{ cm}^2.$$

Alors on adopte

$$\phi_{st} = 8 \text{ mm} \Rightarrow \phi_{st} = 1 \phi_{st} = 0,5 \text{ cm}^2.$$

h) Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la biellette est

Figure III.10 : Compression de la bête d'about.

$$\bar{\sigma}_a = \frac{\sigma_a}{\gamma_a} \text{ avec: } \begin{cases} \sigma_a = \sigma_a \times \sqrt{2} \\ \sigma_a = \frac{\sigma_a \times \sigma_b}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

D'où : $\bar{\sigma}_a = \frac{2.T}{a.b_0}$

a = la longueur d'appui de la bielle $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir: $\bar{\sigma}_a < \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_a}$

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,85 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 17,2 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10^{-1}} = 2,02 \text{ cm.}$$

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

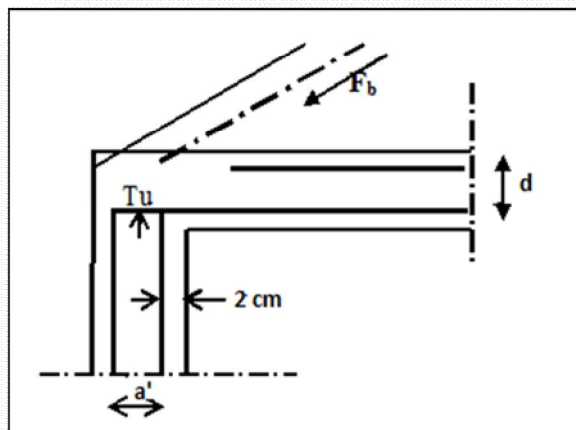
$a' = c - c' - 2\text{cm} = 30 - 2 - 2 = 26\text{cm.}$

$A = \min(26 \text{ cm} ; 19,8 \text{ cm}) = 19,8\text{cm} > 2,02\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

i) Vérification à L' E.L.S

i.1) Au niveau des

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, nécessaire de vérifier maximale dans l'acier



travées
fissuration
il n'est pas
la contrainte
tendu σ_{st} .

{Section rectangulaire
Acier F_gE 400} $\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \left(\frac{\sigma - l}{2}\right) + \frac{\sigma_{c28}}{100}$

$\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa.}$

i.2)Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$\sigma \leq \left(\frac{\sigma - I}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.5 :Vérification des compressions.

	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	α	$\left(\frac{\sigma - I}{2} \right) + \frac{\sigma \sigma_{28}}{100}$	Observation
Appuis	12,57	9,19	0,087	0,435	Condition vérifiée
Travée	08,49	06,21	0,023	0,435	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

j)Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appuis de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$\sigma \leq 0,267 \cdot \sigma \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$\frac{0,75 \cdot V_u}{\sigma_0 \cdot f_{c28}} \leq \sigma \leq \sigma$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$\sigma = \sigma_0 - 2cm$$

tel que : $l_0 = \sigma_0$ - Type de crochet

σ_0 :Longueur d'ancrage.

σ_0 :Longueur de scellement droit (donnée a partir du B.A.E.L91 modifiée 99)

On choisit par exemple un crochet de 90°

Donc: $l_0 = \sigma_0 - 24,69 \phi$ tel que : $l_0 = 35 \phi$ ($\sigma_{c28} = 25MPa$; $F_{\sigma} E400$)

$$\sigma_0 = 10,31 \phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31cm$$

$$\text{Alors: } a = \sigma_0 - 2 = 10,31 - 2 = 8,31cm$$

$$\bar{\sigma} = 0,267 \times \sigma \times \sigma_0 \times \sigma_{c28} = 0,267(8,31 \times 1,2) \times 10^2 \times 25 = 66,56KN.$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 17,2KN \leq 66,56KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

k)Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$\sigma \geq \frac{\sigma_0}{\sigma_0 / \sigma_0}$$

$$\rightarrow \sigma_{\sigma} = \frac{1,15 \times 17,2 \times 10^3}{400} = 0,49 \text{ cm}^2.$$

$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq 0,49 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

l) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\sigma_{\sigma} \leq \bar{\sigma}_{\sigma}$

$$\sigma_{\sigma} = \frac{\sigma_{\sigma}}{0,9,0,23 \sum \sigma}; (\sum \sigma: \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres}).$$

$$\bar{\sigma}_{\sigma} = 0,6 \cdot \psi_{\sigma} \cdot f_{tj}; \text{ Pour les armatures à H.A} \rightarrow \sigma_{\sigma} = 1,5 \text{ d'après le tableau :}$$

$$\sigma_{\sigma,28} = 2,1 \text{ MPa}; \bar{\tau}_{\sigma} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa}.$$

$$\sum \sigma = 3,2 \cdot \sigma \cdot \sigma = 3,2 \cdot 3,14 \cdot 0,8 = 15,07 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma_{\sigma} = \frac{17,2 \cdot 10^{-3}}{0,9,0,23,0,1507} = 0,55 \text{ cm}^2.$$

Donc : $\tau_{\sigma} = 0,55 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

m) Vérification de la flèche

D'après **B.A.E.L 91 modifiée 99** : $F \leq F_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$

L_{max} : la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 4,90 \text{ m}$.

$$F_{adm} = \frac{490}{500} = 0,98 \text{ m}.$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées

$$\left\{ \begin{aligned} \left(\frac{\sigma_{\sigma}}{\sigma} \geq \frac{1}{22,5} \right) &\Rightarrow \left(\frac{24}{490} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,049 \geq 0,044) \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{\sigma_{\sigma}}{\sigma} \geq \frac{\sigma_{ser}}{10 \cdot M_0 \cdot ser} \right) &\Rightarrow \left(\frac{24}{490} \geq \frac{6,21}{10 \times 15,4} \right) \Rightarrow (0,049 \geq 0,040) \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{\sigma_{\sigma}}{\sigma_{\sigma,a}} \leq \frac{\sigma}{\sigma} \right) &\Rightarrow \left(\frac{2,36}{12,22} = 0,089 \leq \frac{4,9}{400} = 0,012 \right) \dots \text{Condition vérifiée.} \end{aligned} \right.$$

Vu que les 03 conditions sont vérifiées, donc ne passe pas au calcul pratique de la flèche.

➤ Schémas ferrailage des poutrelles (Terrasse)

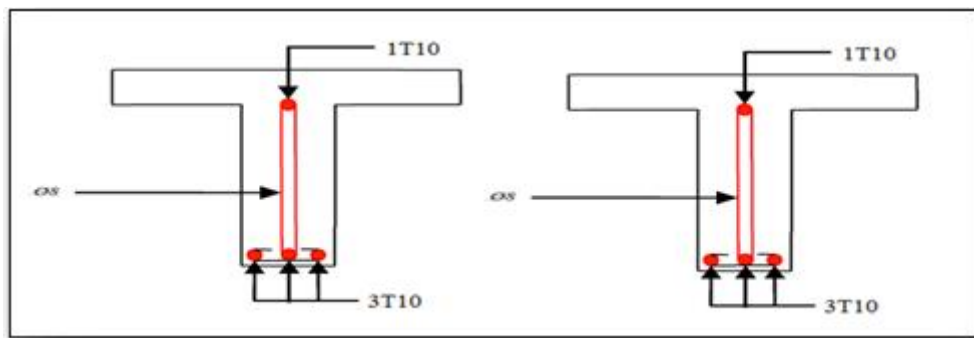


Figure III.11: Schémas ferrailage des poutrelles de rive.

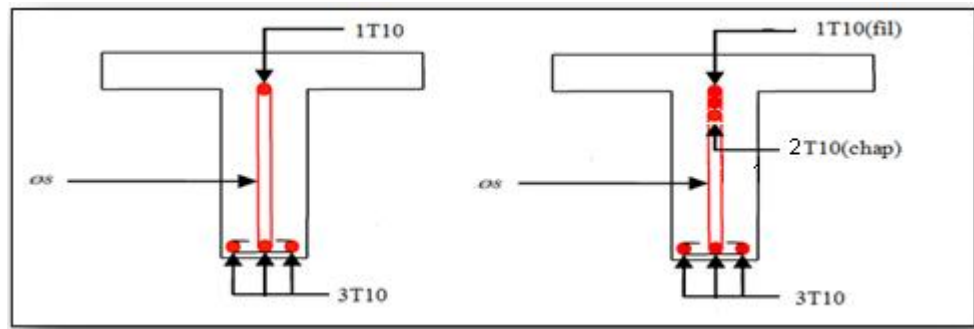


Figure III.12: Schémas ferrailage des Poutrelles intermédiaires

III.4.3. Calcul le ferrailage de la dalle de compression

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (6 barre.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

20cm (6 barre.par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

➤ Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm.}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm.}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures.

➤ section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m.}$$

$$Fe = 235\text{MPa.}$$

$$50 \text{ cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 235 = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{//} \geq 1,18/2 = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{on prend } A_{//} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

On prend un quadrillage de section TS $\phi 5$ avec un espacement de 15 cm.

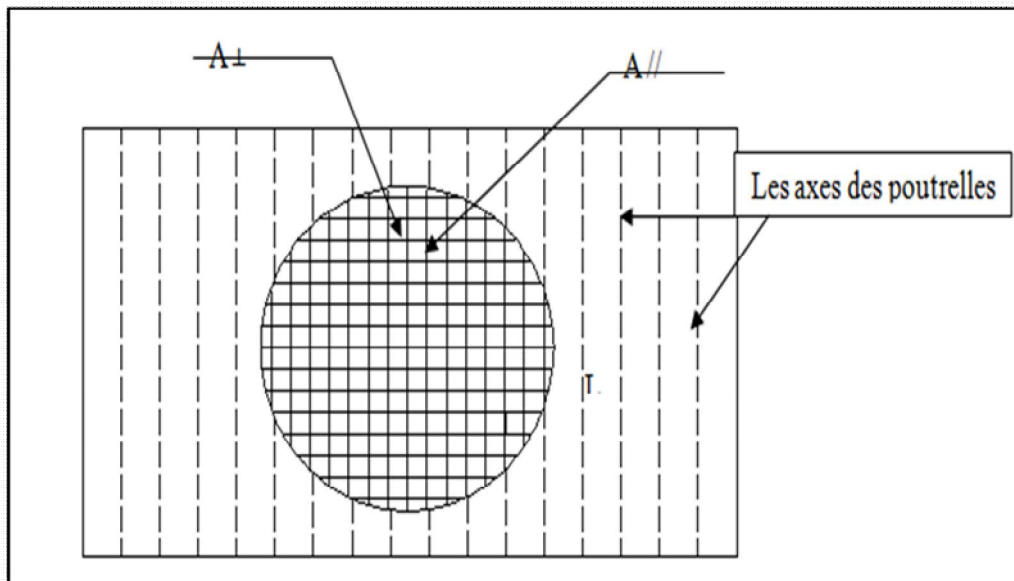


Figure III.13 : Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.

III.5.Conclusion :

Les planchers sont des nervures lorsqu'en coupe transversale, (perpendiculaire au sens de la portée)

On dit quela section résistante prise en compte dans les calculs des planchers, se présente comme une succession de sections en « T » dont le hourdis constituant la partie supérieure assure la cohésion transversale.

Chapitre IV

Calcul des éléments secondaires

IV.1.Introduction

Élément secondaire, tout élément en béton armé qui ne participe pas au contreventement de la structure, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- L'acrotère ;
- Les escaliers ;
- Lesbalcons .

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles (B.A.E.L91 modifiée 99) et les Règles Parasismiques Algériennes en vigueur (R.P.A99/version 2003).

IV.1. Acrotère

L'acrotère se modélise en une console verticale encastré à sa base dans la poutre du plancher terrasse, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité. Il est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

Il est réalisé en béton armé soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G vertical et à une surcharge d'exploitation horizontale non pondérée due à une main courante ($N_Q = Q = 1 \text{ KN/m}$). Le séisme qui crée un moment de renversement.

IV.1.1. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée ;
- La fissuration est considérée comme préjudiciable ;
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

L'acrotère correspondre aux notre structure à une dimension de 60 cm d'hauteur et 10 cm d'épaisseur.

➤ Géométrie

La surface : $S = 0,0685 \text{ m}^2$.

L'épaisseur : $h_0 = 10 \text{ cm}$.

La hauteur : $h = 60 \text{ cm}$.

L'enrobage : $C = C' = 2 \text{ cm}$.

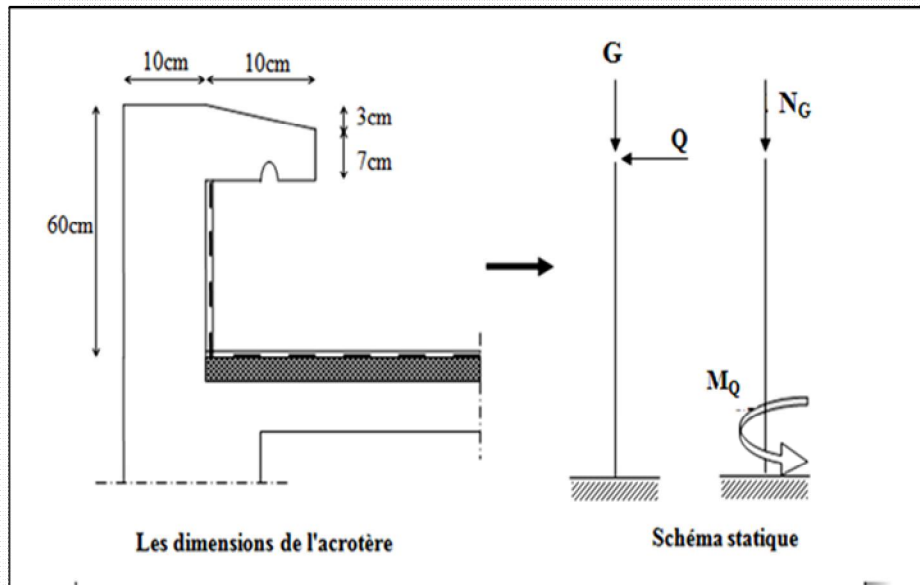


Figure IV.1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

IV.1.2. Matériau

- **Béton résistance** : $f_{c28}=25$ MPa.
- **Acier de limite élastique** : $f_e=400$ MPa.

D'après le (R.P.A 99/version 2003 Article 6.3) : $F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p$.

Les coefficients A , C_p , et W_p sont obtenus par le R.P.A99/version 2003 tableau (6-1)

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$

Groupe 2
 Zone IIa $\longrightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale : $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère : $W_p = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71$ KN.

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,71 = 0,8208$ KN.

➤ **E.L.U**

La charge permanente ultime : $N_u = 1,35 \cdot W_p = 2,30$ KN.

La surcharge d'exploitation ultime : $Q_u = 1,5 \cdot F_p = 1,23$ KN.

Moment d'encastrement : $M_u = Q_u \cdot h = 0,738$ KN.m.

➤ **E.L.S**

La charge permanente ultime : $N_s = W_p = 1,71$ KN.

La surcharge d'exploitation ultime : $Q_s = F_p = 0,8208$ KN.

Moment d'encastrement : $M_s = Q_s \cdot h = 0,492$ KN.m.

IV.1.2.1. Calcul de l'excentricité

➤L'excentricité de 1^{er} ordre

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0,32m.$$

➤L'excentricité additionnelle

$$e_a = \text{Max} (2cm ; L/250) = 2cm.$$

➤L'excentricité de 2^{ème} ordre

$$e_2 = \frac{3 \cdot L^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha \cdot \emptyset) ;$$

$$l_f = 2 \times L = 1,2m ;$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_u} \right) = 3,33;$$

$$\emptyset = 0e_2 = 0,00144m;$$

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0,341m.$$

$$e_0 = 0,341m$$

$$\frac{h_0}{2} - \xi = 0,03me_0 > \left(\frac{h_0}{2} - \xi \right) \rightarrow \text{la section est comprimée.}$$

IV.1.2.2.Sollicitation au centre de gravite de l'acier tendu

➤E.L.U

$$e_{ua} = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,381m.$$

$$M_{ua} = N_{ua} \cdot e_{ua} = 0,8763KN.m.$$

➤E.L.S

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,287m.$$

$$e_{sa} = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,381m.$$

$$M_{sa} = N_{sa} \cdot e_{sa} = 0,651KN.m.$$

IV.1.3.Calcul de ferrailage

Tableau IV.1 : Calcul de ferrailage.

Calcul des moments réduits		
Etat limite de compression du béton	<p>Si :</p> <p>➤ Alors $\mu < \mu_i$ «Pas d'aciers comprimés».</p> <p>➤ Alors $\mu > \mu_i$ «Acier comprimés nécessaires».</p>	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = 0,006$ <p>Pas d'aciers comprimés.</p>
Calcul des paramètres caractéristique de la section		

Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	$\alpha=0,012$
Ordonné de la fibre neutre	$\alpha \times d$	$Y=0,00108m$
Bras de levier du couple interne	$d(1-0,4\alpha)$	$Z_b=0,089m$
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$\frac{M_{ua}}{f_{su} \cdot Z_b}$	$A_u=0,0283cm^2.$
Condition de non fragilité	$0,23.b.d.f_{t28}/f_e$	$A_{min}=1,086cm^2.$
Choix des sections commerciales (les armatures tendus)		
$4\varphi 8$		
Les armatures de répartition	$A/4$	$0,503cm^2$
$4\varphi 8$		

IV.1.3.1.Vérification à L'E.L.S

➤ Vérification des l'effort tranchants

Tableau IV.2 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$	$\tau_u=0,0137MPa$
Contrainte tangente limite	$\text{Min}(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa)$	$2,5MPa$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \text{Min}(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa)$	$0,0137MPa \leq 2,5MPa$ condition vérifiée.

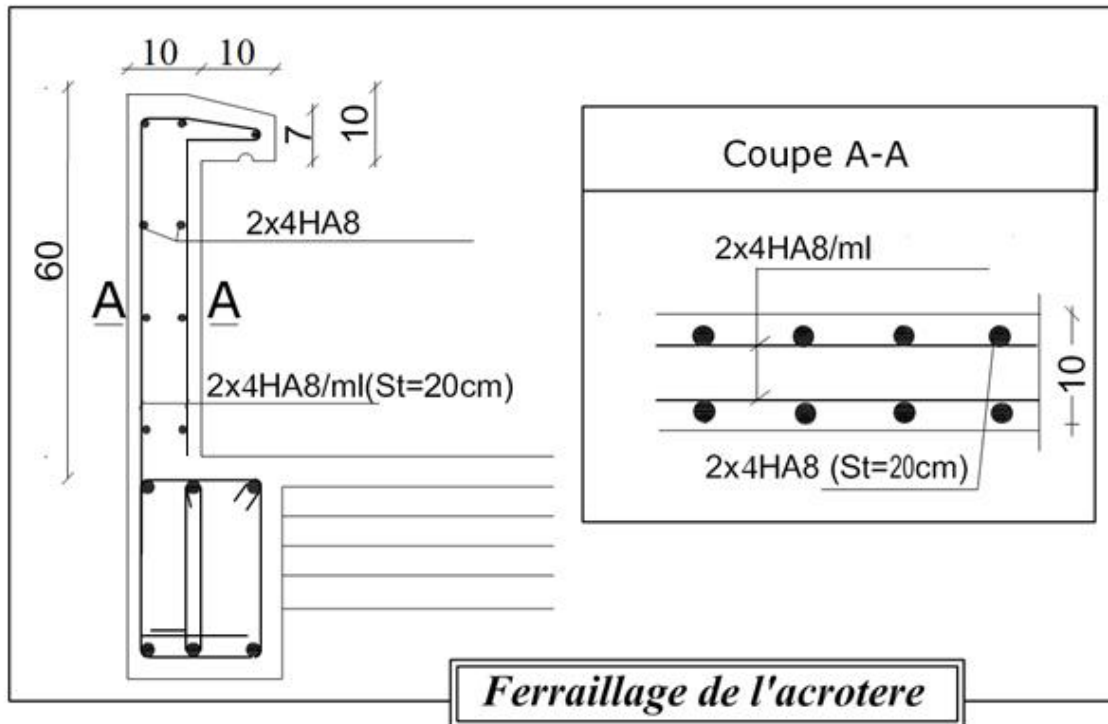


Figure IV. 1: Schéma du ferrailage d'acrotère.

IV.2.Escaliers

IV.2.1.Définition

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

IV.2.2.Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre des marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h". Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

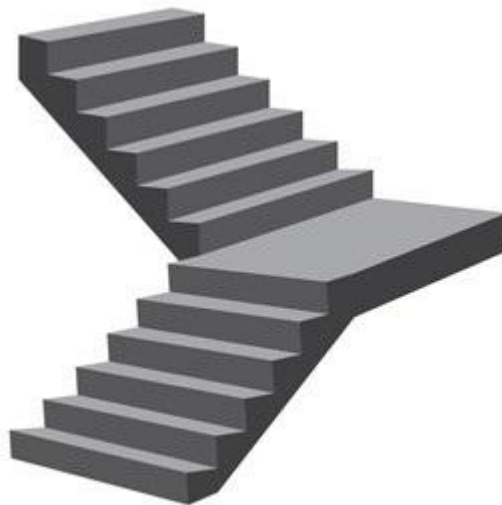


Figure IV. 3 : Schéma de l'escalier.

On a 1 type d'escalier

➤ Escalier droit à deux volées utilisé pour l'accès de **RDC** à **1^{er}** étages (vers l'étage courant).

IV.2.3. Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de (**BLONDEL**).

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

h: Hauteur de la marche (contre marche) ;

g: Largeur de la marche.

On prend :

$$2h + g = 64 \text{ cm} \left(H = n \times h = \frac{g}{2} \right)$$

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$; Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

$$\left(H = n \times h = \frac{g}{2} \right)$$

n: Nombre de contre marches ;

L: Projection horizontale de la longueur totale de la volée ;

$$L = (n - 1) \times g.$$

IV.2.4. Étude de l'escalier

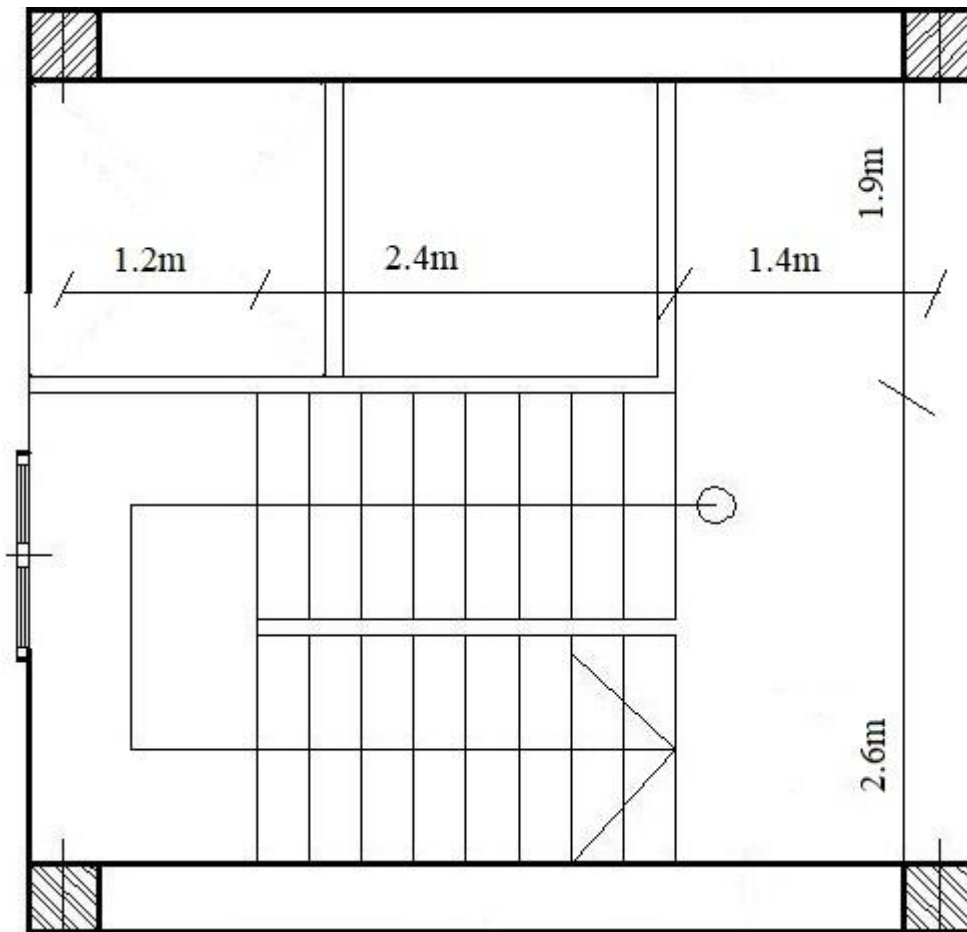


Figure IV.4 : Vu en plan de l'escalier

➤ Type (volée 1)

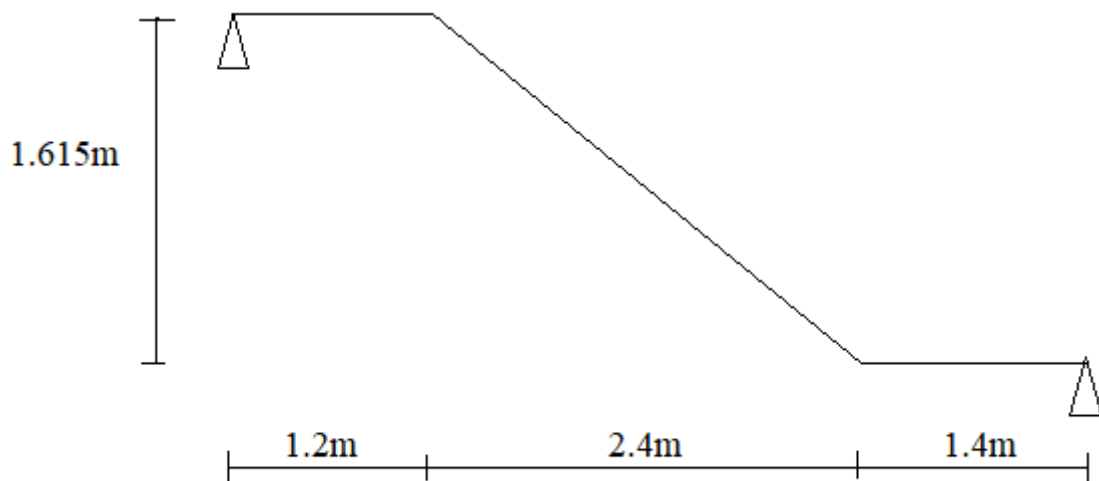


Figure IV. 5 : Schéma statique de l'escalier (1 volée).

a) Dimensionnement

a.1) Marches et contre marches

$$h = \frac{H}{n};$$

$$g = \frac{L}{n-1} ;$$

Donc d'après (BLONDEL) on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0$ (2)

Avec : $m = 64 \text{ cm}$, $H = 161,5 \text{ cm}$ et $L = 240 \text{ cm}$.

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 627n + 323 = 0$.

La solution de l'équation est : $n = 9$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 8$ (nombre de marche)

$$h = \frac{161,5}{9} = 17,45 \text{ cm} \rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm.}$$

On vérifie avec la formule de (BLONDEL)

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

L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches.

Avec :

$g = 30 \text{ cm}$;

$h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est:

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87.$$

a.2) Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87}$$

$$\rightarrow 09,195 \leq e_v \leq 13,80$$

$e_v = 12 \text{ cm}$.

a.3) Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm.}$$

$e_p = 14 \text{ cm}$.

b) Descente de charges

b.1) Paillasse

Tableau IV. 3 : Charges et surcharges du paillasse (I volée).

N°	Désignation	e(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $R_{\square} \times 20 \times \square/g$	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical $ep \times \square/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25/\cos(\alpha)$	0,12	25,00	3,45
7	Poids propre des marches : $\gamma_b \cdot \square/2$	-	22,00	1,87
8	Garde-corps	-	-	0,10
9	Enduit en plâtre : $2 \times 0,1/\cos(\alpha)$	0,20	-	0,23
				G=7,27

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 7,27 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,56 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ q_{ser} = G + Q = 9,77 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

b.2) Palier

Tableau IV. 4 : Charges et surcharges du palier (Ivolée).

N°	Désignation	e(m)	densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Poids propre du palier	0,14	25,00	3,50

2	carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
				G=4,86

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 4,86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_{ser} = G + Q = 7,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{pailleasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{13,56 - 10,31}{10,31} = 0,31 > 10\%$$

On garde le schéma statique réel.

a) Les réactions d'appuis

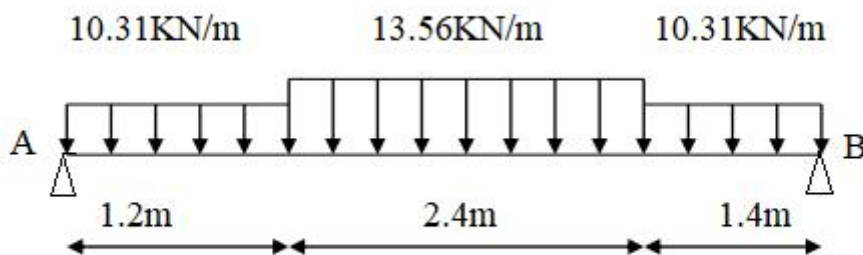
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = (10,31 \times 1,2) + (13,56 \times 2,40) + (10,31 \times 1,4) = 59,35 \text{ KN}$$

$$\sum M/a = 0.$$

$$\Rightarrow R_b \times 5 = (10,31 \times 1,2 \times \left(\frac{1,2}{2}\right) + 13,56 \times 2,40) \times \left(\frac{2,4}{2} + 1,2\right) + (10,31 \times 1,40) \times \left(\frac{5}{2} + 3,6\right)$$

$$R_b = \frac{(10,31 \times 1,2 \times 0,6 + 13,56 \times 2,4) \times (1,2 + 1,2) + (10,31 \times 1,4 \times 6,1)}{5} = 36,79 \text{ KN.}$$

$$R_a = 22,56 \text{ KN.}$$



b) Moment fléchissant max

$$M(x) = 22,56 \times x - 10,31 \times (1,2) \left(x - \frac{1,2}{2}\right) - 13,56(x - 1,2) \left(\frac{x - 1,2}{2}\right)$$

➤ Position du moment max

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d[22,56 \times x - 10,31 \times 1,2 \times \left(x - \frac{1,2}{2}\right) - 13,56 \times (x - 1,2) \left(\frac{x - 1,2}{2}\right)]}{dx}$$

$$T(x) = 22,56 - 10,31 \times 1,2 - 13,56 \times (x - 1,2).$$

$$\text{Pour } T(x)=0 \rightarrow x = 1,95 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } M_{\max} = M(1,95).$$

$$M(1,95) = 22,56 \times 1,95 - 10,31 \times 1,2 \times \left(1,95 - \frac{1,2}{2}\right) - 13,56(1,95 - 1,2) \left(\frac{1,95 - 1,2}{2}\right)$$

$$M_{\max} = 19,14 \text{ KN.m.}$$

c.3) Effort tranchant

Tableau IV. 5: Calcul les efforts tranchant de l'escalier (1 volée).

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)
$0 \leq x \leq 1,2\text{m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(0) = 22,56 \text{ KN}$ $T(1,2) = 10,19 \text{ KN}$
$1,2\text{m} \leq x \leq 2,4 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 1,2q_1 - q_2 \cdot (x - 1,2)$ $T(1,2) = 10,19 \text{ KN}$ $T(2,4) = -6,07 \text{ KN}$
$0 \leq x \leq 1,4\text{m}$		$T(x) = -R_B + q_2 \cdot x$ $T(0) = -36,79 \text{ KN}$ $T(1,4) = -22,35 \text{ KN}$

c) Diagrammes M et T

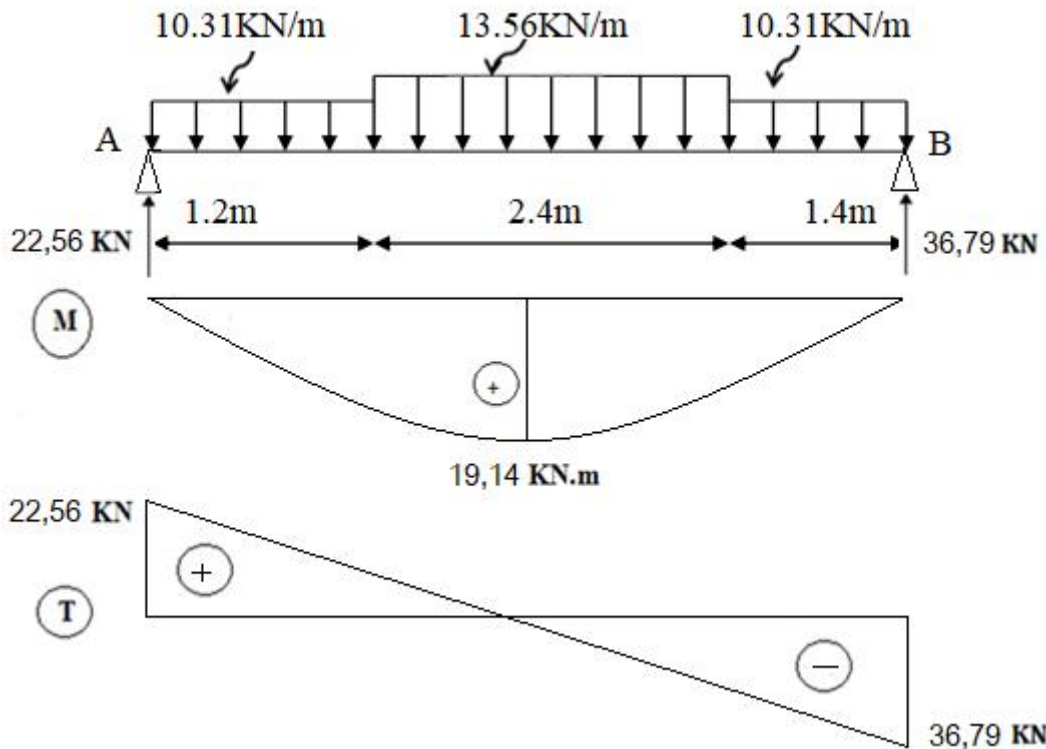


Figure IV.6: Diagrammes Moments et l'effort tranchant (M, T) de l'escalier (1 volée).

d) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

On a : $M_{\max} = 19,14 \text{ kN.m}$.

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 16,27 \text{ kN.m.}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 7,65 \text{ kN.m.}$$

Ferrailage de l'escalier

e.1) En travée

➤Le moment ultime

$$M_t = 16,27 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10,8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm.}$$

➤Le moment réduit μ

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16,27 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,098 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a : $\beta = 0,948$.

➤La section d'acier

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,27 \times 10^3}{0,948 \times 10,8 \times 348} = 4,56 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte **4T14** avec : $A_{adm} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte **4T10** avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$.

e.2) Sur appuis

$$M_a = 7,65 \text{ KN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 12,6 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm.}$$

➤Le moment réduit μ

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7,65 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,034 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a : $\beta = 0,983$.

➤La section d'acier

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,65 \times 10^3}{0,983 \times 12,6 \times 348} = 1,77 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte **4T12**.

Avec

$$A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } S_t = 33 \text{ cm.}$$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte **4T10**

Avec

$$A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } S_t = 33 \text{ cm.}$$

f) Vérifications

f.1) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_s = 1,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{\min} = 1,30 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{36,79 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,34 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 \cdot f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.3) Vérification au niveau des appuis

$$A_{\min} = \frac{1,15}{f_s} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left(36,79 + \frac{7,65 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 2,99 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adm}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,99 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$$M_{t \max} = 16,94 \text{ KN.m ; déterminé par méthode des coupures (RDM).}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 14,4 \text{ KN.m.}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 6,77 \text{ KN.m.}$$

g.1) En travée

$$A_s = 3,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 - (15 \times A_s)(d - y) = 50y^2 + 52,8y - 570,24 = 0 \rightarrow y = 2,89 \text{ cm.}$$

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

➤Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + (\eta \times A_s)(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,89^3}{3} + (15 \times 3,52)(10,8 - 2,89)^2 = 4108,18 \text{ cm}^4.$$

➤Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{14,4 \times 10^3}{4108,18} \times 2,89 = 10,13 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_b = 10,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

g.2) Sur appuis

$$A_s = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 - (15 \times A_s)(d - y) = 50y^2 + 20,7y - 260,82 = 0 \rightarrow y = 2,08 \text{ cm.}$$

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

➤Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + (\eta \times A_s)(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,08^3}{3} + (15 \times 1,38)(12,6 - 2,08)^2 = 2590,84 \text{ cm}^4.$$

➤Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{6,77 \times 10^3}{2590,84} \times 2,08 = 5,44 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_b = 5,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

h) Vérification de la flèche

$$\frac{h_f}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{500} = 0,034 \geq 0,033 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,003 \leq 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

i) Schéma de ferrailage

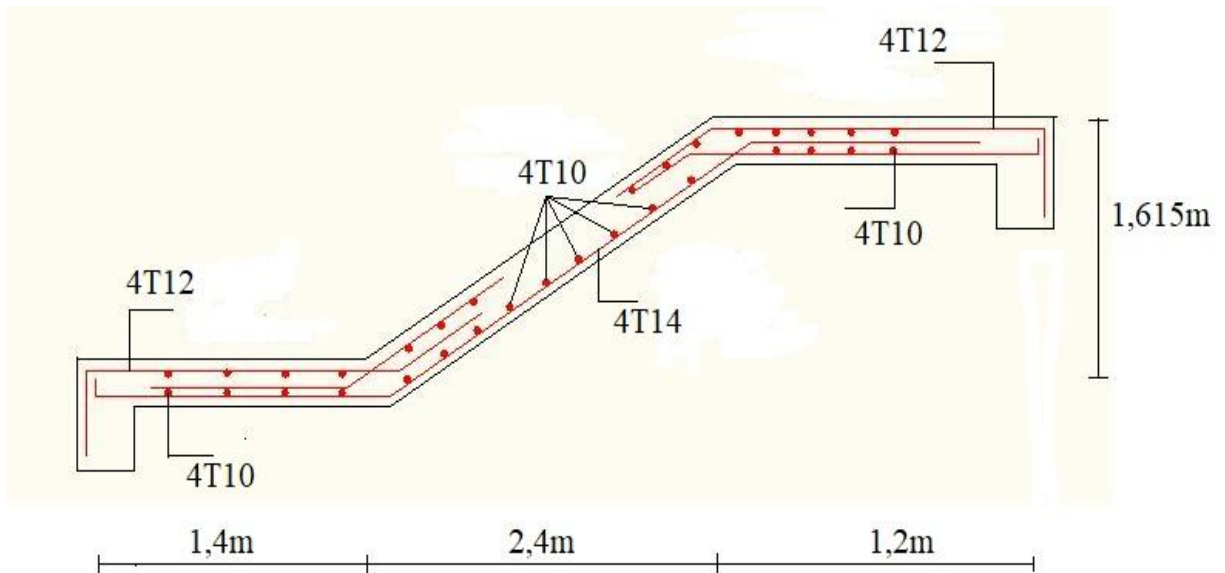


Figure IV.7 : Schéma de ferrailage de l'escalier (1 volée).

IV.2.5. Étude de la poutre palière :

IV.2.5.1. Dimensionnement

Selon le **B.A.E.L 91 modifiée 99**, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{260}{15} \leq h \leq \frac{260}{10} \Rightarrow 17,33 \text{ cm} \leq h \leq 26 \text{ cm.}$$

On prend

$$h = 30 \text{ cm.}$$

donc: $d = 0,9 \times h = 27 \text{ cm.}$

$$0,3 \times d \leq b \leq 0,4 \times d \Rightarrow 8,10 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm}$$

On prend :

$$b = 30 \text{ cm.}$$

➤ **Les vérifications des conditions du R.P.A 99/version 2003**

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.5.2. Charges supportées par la poutre

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ kN/m}$.

La charges d'exploitation : $Q=2,50 \text{ kN/m}$.

Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) 25 cm.

$G_m = 4,08 \times 2,00 = 8,16 \text{ kN/m}$.

IV.2.5.2.1. Réaction du palier

$R_b(\square.\square.\square) = 27,13 \text{ kN}$.

$Q_u = (1,35 \times (2,25 + 8,16)) + (1,5 \times 2,5) + 27,13 = 44,93 \text{ kN/m}$.

$R_b(\square.\square.\square) = 19,47 \text{ kN}$.

$Q_{ser} = 2,25 + 8,16 + 2,5 + 19,47 = 32,38 \text{ kN/m}$.

IV.2.5.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{44,93 \times 2,6^2}{8} = 37,96 \text{ kN.m}$.

$M_t = 0,85 \times M_0 = \square\square, \square\square \square\square.\square$, $M_a = 0,40 \times M_0 = \square\square, \square\square \square\square.\square$.

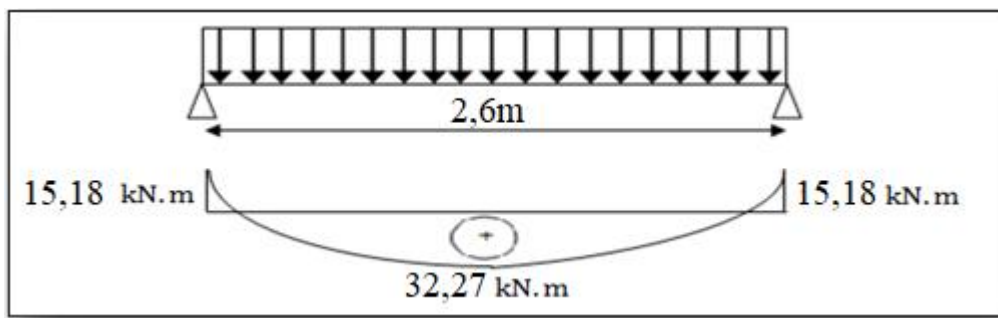


Figure IV. 8: Diagramme du moment pour la poutre palière.

IV.2.5.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 27 \text{ cm}$.

a) En travée

➤ Le moment ultime

$M_t = 32,27 \text{ kN.m}$.

➤ Le moment réduit μ

$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{pc}} = \frac{32,27 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,104 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$.

On a

$\beta = 0,945$.

➤ La section d'acier

$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32,27 \times 10^3}{0,945 \times 27 \times 348} = 3,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend comme choix **3T14+3T12**

Avec : $A_{adm} = 8,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

b) Sur appuis

➤Le moment ultime

$$M_a = 15,18 \text{ kN.m.}$$

➤Le moment réduit μ

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,18 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,049 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a

$$\beta = 0,975.$$

La section d'acier

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,18 \times 10^3}{0,975 \times 27 \times 348} = 1,66 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend comme choix **3T14** avec : $A_{adm} = 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

IV.2.5.5. Vérifications de la poutre palière

Tableau IV.6: Vérification des différentes conditions (poutre palière).

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{min} = 0,97 \text{ cm}^2$	$A = 8,01 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appuis)	$A_{min} = 0,97 \text{ cm}^2$	$A = 4,62 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 9,22 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 5,90 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{V}{b \times d}$ $\bar{\tau} = \min(0,13 \times f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$	$\tau_v = 0,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}$ Condition vérifiée

IV.2.5.6. Ferrailage des armatures transversales

Détermination du diamètre des armatures transversal

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right\} = \min \{ 8,57 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

L'espacement

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40cm\}$$

$$\rightarrow S_t \leq \min\{27cm ; 40cm\} \rightarrow S_t \leq 27cm.$$

D'après le R. P.A 99/version 2003

Zone nodale : $S_t \leq \min\{15 cm ; 10\Phi_1\} = \min\{15 cm ; 10 cm\} \Rightarrow S_t = 10 cm.$

Zone courante : $S_t \leq 15\Phi_1 \Rightarrow S_t = 15 cm ;$ On prend $S_t = 15 cm.$

La longueur de scellement droit □□

$$\square\square = 0,6 \times \square^2 \times f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{\Phi_1 \times f_s}{4 \times \tau_{eq}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$$

On adopte une courbure égale à: $r = 5,5\Phi_1 = 7,7 \text{ cm.}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r\right) = 31,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 20,1 \text{ cm.}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 20,1}{1,87} = 6,64 \text{ cm.}$$

IV.2.5.7. Calcul de la flèche

$$\frac{h_f}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,129 \geq 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_f}{l} \geq \frac{M_{t,escr}}{10 \times M_{a,escr}} \Rightarrow 0,090 \geq 0,047 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_s} \Rightarrow 0,0034 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

IV.2.5.8. Calcul de la poutre palière à la torsion

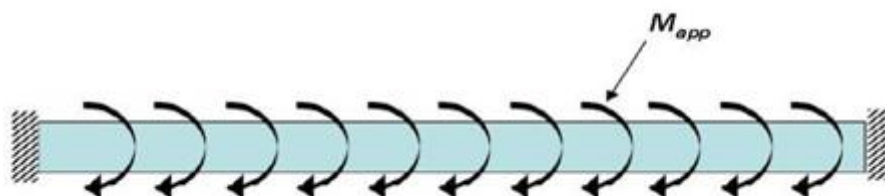


Figure IV.9: La poutre palière à la torsion.

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier.

➤ **1 Volée**

$$M_{tors} = M_a (\text{escalier}) = 7,65 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On a pour une section pleine

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$$

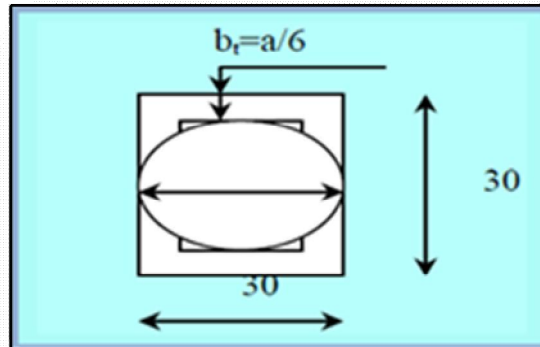
a) Contrainte de cisaillement due à la torsion

$$\tau_{t,calcul} = \frac{\square\square}{2 \times \square \times \square}$$

Sections pleines

àE.L.U noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis -à-vis de la torsion.
 On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dans l'épaisseur de la parois sera égale au 1/6 du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

M_t : moment de torsion ($M_t = 7,65 \text{ KN.m}$).



$e = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5\text{cm}$.

□: Aire du contour à mi- épaisseur.

□ = $(h-e) \times (b-e) = 625\text{cm}^2$.

D'après le B.A.E.L 91 modifiée 99

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{7,65 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 1,22 \text{ MPa}$$

Les contraintes tangentés sont limitées par la valeur suivante :

Pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

□□□ = $\min ((0,2 \times f_{c28}) / \gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$.

b) Contraintes de cisaillement due à l'effort tranchant

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$\tau_{\square} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{36,79 \times 10}{30 \times 27} = 0,45 \text{ MPa}$$

➤**Résistance en torsion et flexion**

$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{u \text{ limite}}^2$.

$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,45)^2 + (1,22)^2 = 1,69 \text{ MPa}$.

$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 1,69 \text{ MPa} < 11,09 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

IV.2.5.9. Schéma de ferrailage de la poutre palière

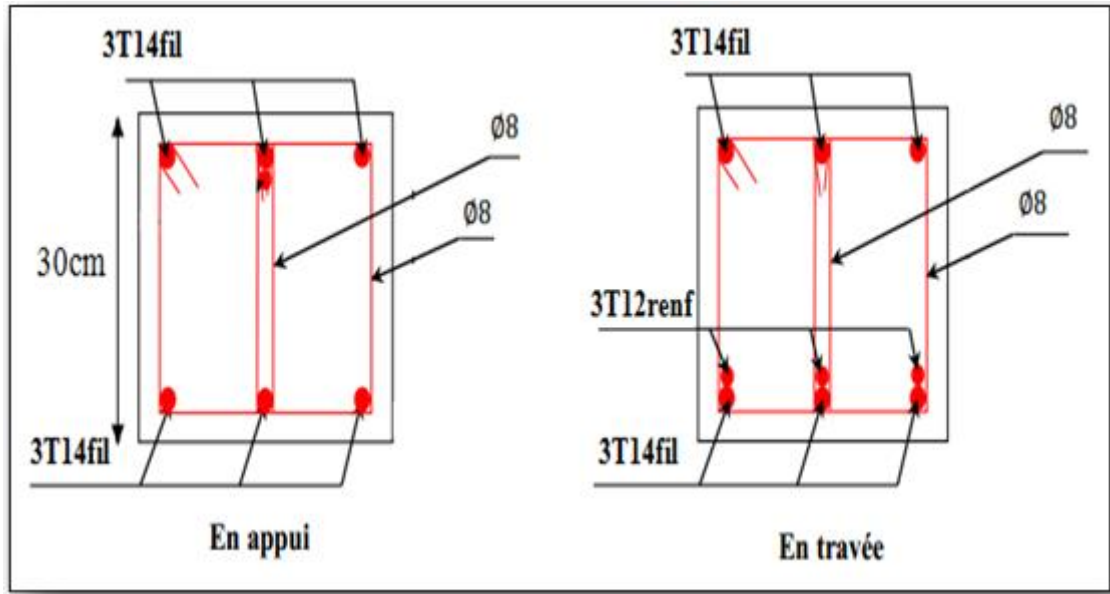


Figure IV.10 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

IV.3. Balcon

3.1.Introduction

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

➤L'épaisseur de la dalle pleine résulte les conditions suivantes:

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique $e \geq 12\text{cm}$.
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu.

Donc on adopte $e = 15\text{ cm}$.

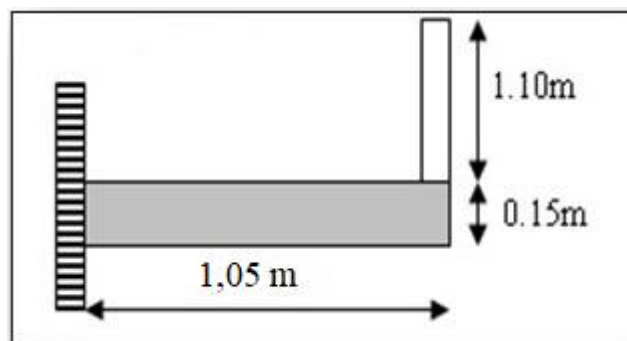


Figure IV.11 : Schéma représente type du balcon.

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire .

3.2. Exemple de calcul

3.2.1. Descente de charge

Tableau IV. 7: La descente des charges d'une dalle pleine.

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	-	0,20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	-	0,20	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,18	-	0,36
4	Dalle pleine	0,15	-	0,25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	-	0,18	0,36
					G =5,27

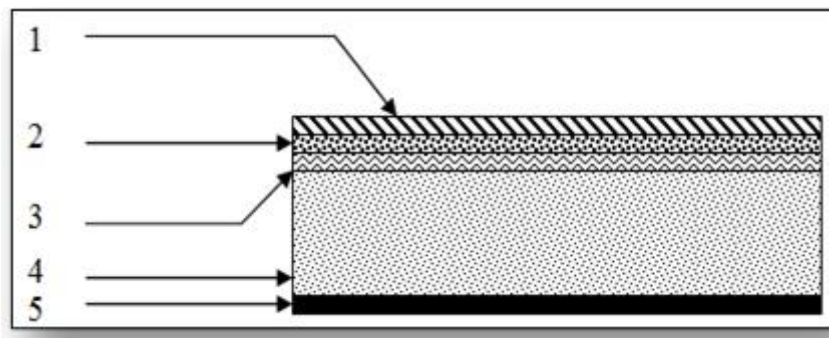


Figure IV. 12 : Schéma représente détaille d'une dalle pleine.

➤Poids propre : $G = 5,27 \text{ KN/m}^2$.

➤Surcharge : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rightarrow Q_{u/ml} = 12,36 \times 1 = 12,36 \text{ KN/ml}.$$

3.2.2. Calcul de la charge concentrée

➤Poids propre du mur

$P =$ Le balcon supporte à son extrémité un garde -corps de 75 Kg /ml .

$$P_u = 1,35P = 1,01 \text{ KN/ml} .$$

$$P_s = 0,75 \text{ KN} .$$

3.2.3.Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_{\max} = -\frac{Q_u L^2}{2} - P_u . L = -7,871 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u . L + P_u = 13,988 \text{ KN}.$$

$$d = 0,9.h = 13,5 \text{ cm} .$$

3.2.4. Ferrailage du balcon

Tableau IV. 8: Ferrailage du balcon.

M (KN.m)	μ	β	A'	A calculé (cm ² /ml)	A adopté (cm ² /ml)	A _r = A _s /3	A adopté (cm ² /ml)
7,871	0,03	0,984	0	1,63	5T10 A _s = 3,93 E = 20 cm	1,31 cm ²	4Ø8 A _s = 2,01 E = 25 cm

3.3. Vérifications

3.3.1. Condition de non fragilité

$$A_{s_{\min 1}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28} / f_c) = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times (2,1/400) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

A_{s min2} : éléments exposés [BAEL 91/99 B 5.3.1] ;

$$A_{s_{\min 2}} = 0,0025 \times b \cdot h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte : 5T10 / ml, soit : A_s = 3,93 cm²/ml ; E = 20 cm

$$A_s = M_{Ua} / \sigma_{st} \cdot \sigma = 1,70 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min 1}} = 1,63 \text{ cm}^2 > A_s = 1,70 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.3.2. Contrainte de cisaillement

$$\sigma_{\square} = \frac{\tau_{\square}}{\square \times \square} = \frac{13,988 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,104 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\sigma}_{\square} = \min(0,10 \times \sigma_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\sigma_{\square} = 0,104 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{\square} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

3.3.3. Contrainte d'adhérence

$$\sigma_{sa} = \frac{\tau_{\square}}{0,9 \times \square \times \square \times \square} = \frac{13,988 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 5 \times 3,14 \times 10^2} = 0,73 \text{ MPa}.$$

$\square = 5$ nombre d'armatures longitudinales tendues.

$$\square = 2 \cdot \pi \cdot \frac{l}{2} = 3,14 \text{ cm périmètre d'armatures tendues.}$$

$$\overline{\sigma}_{sa} = \sigma_{\square} \times \sigma_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{sa} = 0,73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{sa} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.3.4. La vérification des contraintes à l'E.L.S

$$Q_{ser} = G + Q = 8,77 \text{ KN.ml}.$$

$$P_{ser} = 0,75 \text{ KN et } M_{ser} = -5,62 \text{ KN.m}.$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre

$$(by^2/2) - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 58,95y - 795,825 = 0$$

→ $y = 3,44$ cm (position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée).

b) Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \cdot A_c (y - y_c)^2 = \frac{100(3,44)^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (13,5 - 3,44)^2$$

$$I = 7322,87 \text{ cm}^4.$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{ser}}{I} \times I = \frac{5,62 \times 10^3}{7322,87} \times 3,44 = 2,64 \text{ MPa}.$$

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

$$\sigma_c = 2,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Détermination des contraintes dans l'acier tendue

$$\bar{\sigma}_{st} = \sigma_{st} \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{st}; 110 \sqrt{\sigma_{st} \cdot \sigma_{c28}} \right\} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec :

σ : Coefficient de fissuration pour H.A; $\sigma \geq 6 \sigma_{st}$; $\sigma = 1,6$.

$$\bar{\sigma}_{st} = \sigma_{st} (267; 201,6\sigma) \sigma = 201,66 \sigma_{st}.$$

$$\sigma_{st} = \sigma \times \frac{\sigma_{ser}}{I} (y - y_c) = 15 \times \frac{5,62 \times 10^3}{7322,87} (13,5 - 3,44) = 115,81 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{st} = 115,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.3.5. Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$$F = F_1 + F_2.$$

Avec :

$$F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots\dots\dots \text{flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots\dots\dots \text{flèche due à la charge concentrée.}$$

Détermination du centre de gravité

$$y_c = \frac{\sum y_c \times A_c}{\sum A_c} = \frac{b \times h \times h/2 + b_c \times y_c \times y_c}{b \times h + b_c \times y_c}$$

$$y_c = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 3,93 \times 13,5}{100 \times 15 + 3,93 \times 15} = 7,73 \text{ cm}$$

$$y_c = y_c = 7,73 \text{ cm}.$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,27 \text{ cm}.$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta \times A(d - Y_1)^2;$$

$$I = \frac{100(7,73)^3}{3} + \frac{100 \times (7,27)^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (13,5 - 7,73)^2 = 30166,97 \text{ cm}.$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right];$$

$$F = \frac{(1,05 \times 10^3)}{32164,2 \times 10^{-5} \times 30166,97} \left[\frac{8,77 \times 1,05}{8} + \frac{0,75}{3} \right] = 0,256 \text{ cm}.$$

$$F = 0,152 \text{ cm}.$$

$$F_{ad} = L/250 = 105/250 = 0,42 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,152 \text{ cm} < F_{adm} = 0,42 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

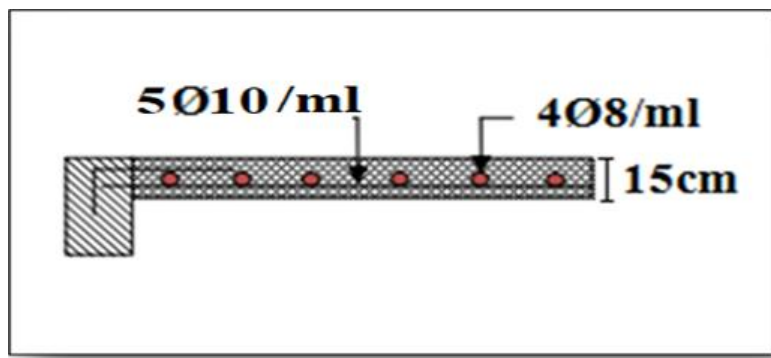


Figure IV. 13 : Schéma de ferrailage du balcon.

IV.4.Conclusion :

Les éléments secondaires qui comporte notre bâtiment, ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Dans ce chapitre nous avons respecté les règles de sécurité concernant le poids maximale et les efforts généraux d'étude effective de ces éléments de notre structure.

Chapitre V

Étude sismique

Introduction

Le séisme est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer.

Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe.

V.1.1. Causes du séisme

- 1- Activités volcaniques (explosions, ascension des matières fondues).
- 2- Actions de l'eau souterraine.
- 3- Mouvements tectoniques (tension et rupture dans l'écorce causées par les mouvements des plaques).

V.1.2. Effets du séisme sur les structures

- La translation du sol entraîne des oscillations forcées dans les structures portées.
- Les composantes horizontales H (qui sont dangereuses) produisent des oscillations latérales de flexion dans les 2 directions.
- Dissymétrie de rigidité ou de masse dans la structure qui produit des oscillations de torsion d'axe vertical.
- Les composantes verticales V produisent des vibrations longitudinales qui affectent la résistance des poteaux aux charges latérales et leur ductilité.

V.1.3. L'étude sismique

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée.

V.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 ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3. Méthodes de calcul

Selon le (R.P.A 99/version 2003) le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

-Méthode d'analyse modale spectrale.
-Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

-Méthode statique équivalente.

V.3.1. Analyse statique équivalente

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

V.3.2. Analyse modale spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3.3. Choix de la méthode

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque notre bâtiments ne vérifient pas toutes les conditions de l'article (4.1.2), D'où la méthode choisit sera la méthode d'analyse modale spectrale.

V.4. Modélisation

La modélisation est la détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure, qui est par la suite une phase essentielle pour l'étude de la réponse au séisme.

Le choix du modèle représente une phase très importante de l'étude : plus il se rapproche de la réalité, plus l'étude ne sera précise. C'est également une phase délicate : un mauvais modèle peut s'écarter totalement de la réalité, ou encore l'incohérence des hypothèses peut apporter un degré de précision illusoire.

La modélisation doit rendre compte du comportement mécanique réel du bâtiment. Il ne s'agit pas toujours de recopier simplement le plan du bâtiment, il faut surtout prendre en compte le comportement des éléments d'ossature pour les utiliser de la meilleure manière.

V.4.1. Modélisation des structures

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel (**ETABS V9.6.0**) qui peut les calculer suivant différentes méthodes : (Réponse Spectrum Function, Time History Function, ...)

(Réponse Spectrum Function) a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes équivalente et la méthode dynamique modale spectrale.

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;

- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.4.2.Présentation du logiciel ETABS V9.6.0

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...etc).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, (**ETABS V9.6.0**) offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, 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).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments (**SHELL**) à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments (**SHELL**) (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité β selon **RPA99/version 2003** (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

V.4.3.Démarches de modélisation sur ETABS V9.6.0 à suivre

Modélisation de la structure

Cette étape consiste à construire un modèle équivalente au projet réel, concernant la géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle comme suite.

- **Edite Griddata**

Nous permet de définir les grille à suivre prochainement.

- **Add New System**

Pour ajoute un autre forme cartésien ou cylindrique.

- **Definematerials**

Permet de définir le matériau utilisé et ces différentes propriétés :

1. CONC (béton).
2. STEEL (acier).
3. OTHER (autre).

- **Define/frame section**

Pour saisir les dimensions des sections des éléments et matériel utilisé, ainsi pour définir la nature d'éléments (**poteau ; poutre**).

- **Define/staticload case**

Pour définir les types des charges statiques (**G,Q**) et leurs coefficients de majoration.

- **Assign /joint /restreint**

Pour définir le degré de liberté de nœuds sélectionnés (translation et rotations).

- **Assign /joint / diaphragme**

Pour l'affectation d'un diaphragme rigide.

- **Assign/frame line load /Distributed:**

Permet d'appliquer les charges réparties sur élément frame sélectionné.

- **Define /load combinaison**

Permet de définir les différentes combinaisons d'actions.

- **Definer esponsespectrumfunction**

Pour introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.

- **Definer esponsespectr um Cases**

Pour la nomination l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application, amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité.

- **Définition du centre de masse**

Lorsque la définition des diaphragmes des plancher **ETABS** permet une création automatiquement d'un nœud (c'est le centre des masses) ainsi il sera lié tous les nœuds situés à ce plan par ce dernier avec une excentricité qu'il est défini précédemment.

- **Analyse /set options**

Pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à tenir en compte dans le calcul.

- **Analyse/ Run**

C'est la commande qui permet de lancer le calcul.

V.4.4. Organigramme des étapes de la modélisation

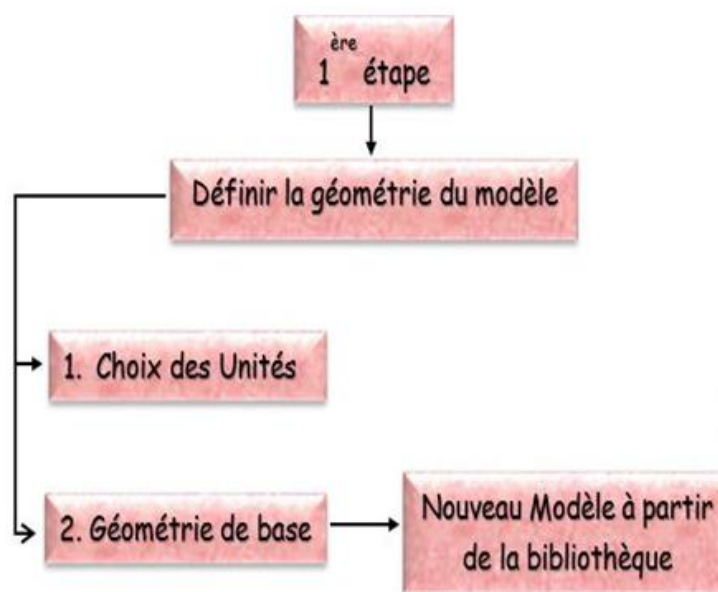


Figure V.1 : Organigramme de la première étape de la modélisation.

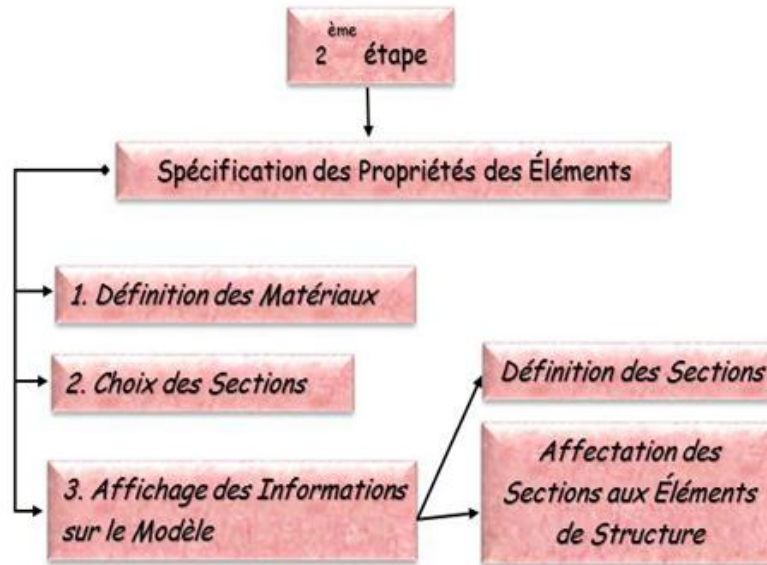


Figure V.2 : Organigramme de la deuxième étape de la modélisation.

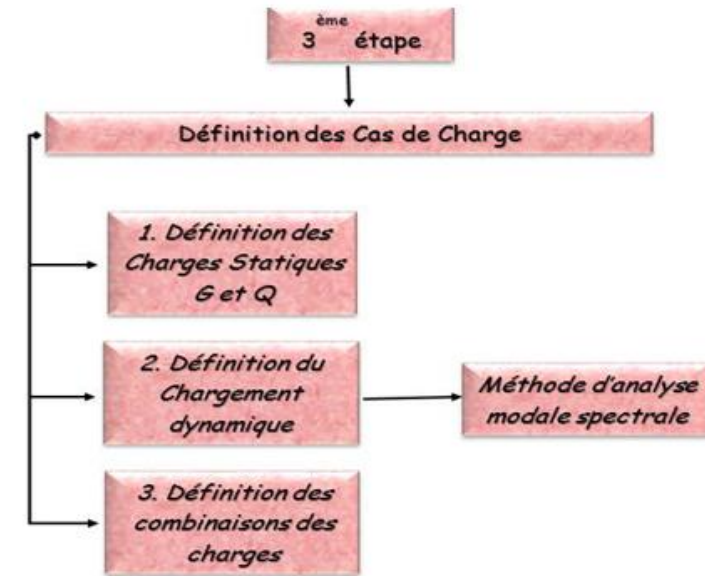


Figure V.3: Organigramme de la troisième étape de la modélisation.

V.5.Évaluation des efforts sismiques

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme «spectre» qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul

$$\text{suivant : } \frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

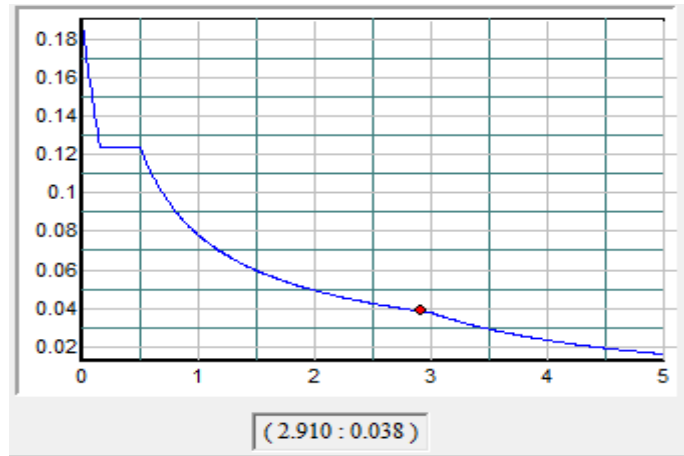


Figure V.4: Spectre de réponse.

Avec: $\frac{S_a}{g}$ Spectre de Réponse de calcul.

V.6.Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des (R.P.A99/Version 2003) :

Avec :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

V.6.1.Coefficient d'accélération de zone «A »

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

V.6.2.Facteur d'amplification dynamique moyenne« D»

Est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

V.6.3.Pourcentage d'amortissement critique«ξ »

Est en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 7\% \begin{cases} \text{Portiques en béton armé.} \\ \text{Remplissage dense.} \end{cases}$$

V.6.4. Le facteur de correction d'amortissement « η »

Est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,882 \geq 0,7$$

V.6.5. 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 selon les cas est la suivante :

$$T = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau ;

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ;

ξ : pourcentage d'amortissement critique ;

Q : Facteur de qualité ;

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

On à

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol :

Sol meuble \Rightarrow Site03 donc $T_1 = 0,15\text{sec}$ et $T_2 = 0,50\text{sec}$.

On à

$$0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 0s \leq 0,461s \leq 0,50s.$$

T : La valeur de la période fondamentale T

$$h_N = 19,38m.$$

$$C_t = 0,050.$$

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4} = 0,050 \times (19,38)^{3/4} = 0,461s \quad ; \quad T \Rightarrow 0,461s.$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 11,90m$$

$$\Rightarrow T_x = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (19,38)^{\frac{3}{4}} = 0,461s \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{19,38}{\sqrt{11,90}} = 0,505s \end{cases}$$

$$T_x = 0,461s.$$

$$D_y = 26,70\text{m}$$

$$\Rightarrow T_y = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (19,38)^{\frac{3}{4}} = 0,461\text{s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{19,38}{\sqrt{26,70}} = 0,337\text{s} \end{cases}$$

$$T_y = 0,337\text{s}.$$

On prend :

T=La période moyenne = **0,461s**.

la période empirique majorée : $T_{maj} = T + 30\% T = 1,3 \times T = 1,3 \times 0,461 = \mathbf{0,60\text{ s}}$

$$\Rightarrow D = 2,5\eta = 2,5 \times 0,882 = \mathbf{2,205}.$$

V.6.6. Coefficient de comportement de la structure « R »

- Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow \mathbf{R = 4}$.

V.6.7. Le facteur de qualité de la structure est fonction de « Q »

$$Q = 1 + \Sigma P_q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 1,00) = \mathbf{1,2}.$$

V.6.8. La masse de la structure « W »

La valeur **W** à prendre en compte est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau de la structure.

$$W = \sum W_i$$

Avec

$$W_i = G_i + \beta P_i$$

G_i : Poids des charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuellement solidaires de la structure.

P_i : Charge d'exploitation.

V.6.9. Coefficient de pondération « β »

Est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Pour notre projet (cas des bâtiments d'habitation) $\Rightarrow \beta = 0,2$.

V.7. Disposition des voiles

La forme architecturale et la présence de locaux commerciaux dans notre structure a compliqué le choix de disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismiques algériennes (R.P.A99/Version 2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant à la base.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure V.5.

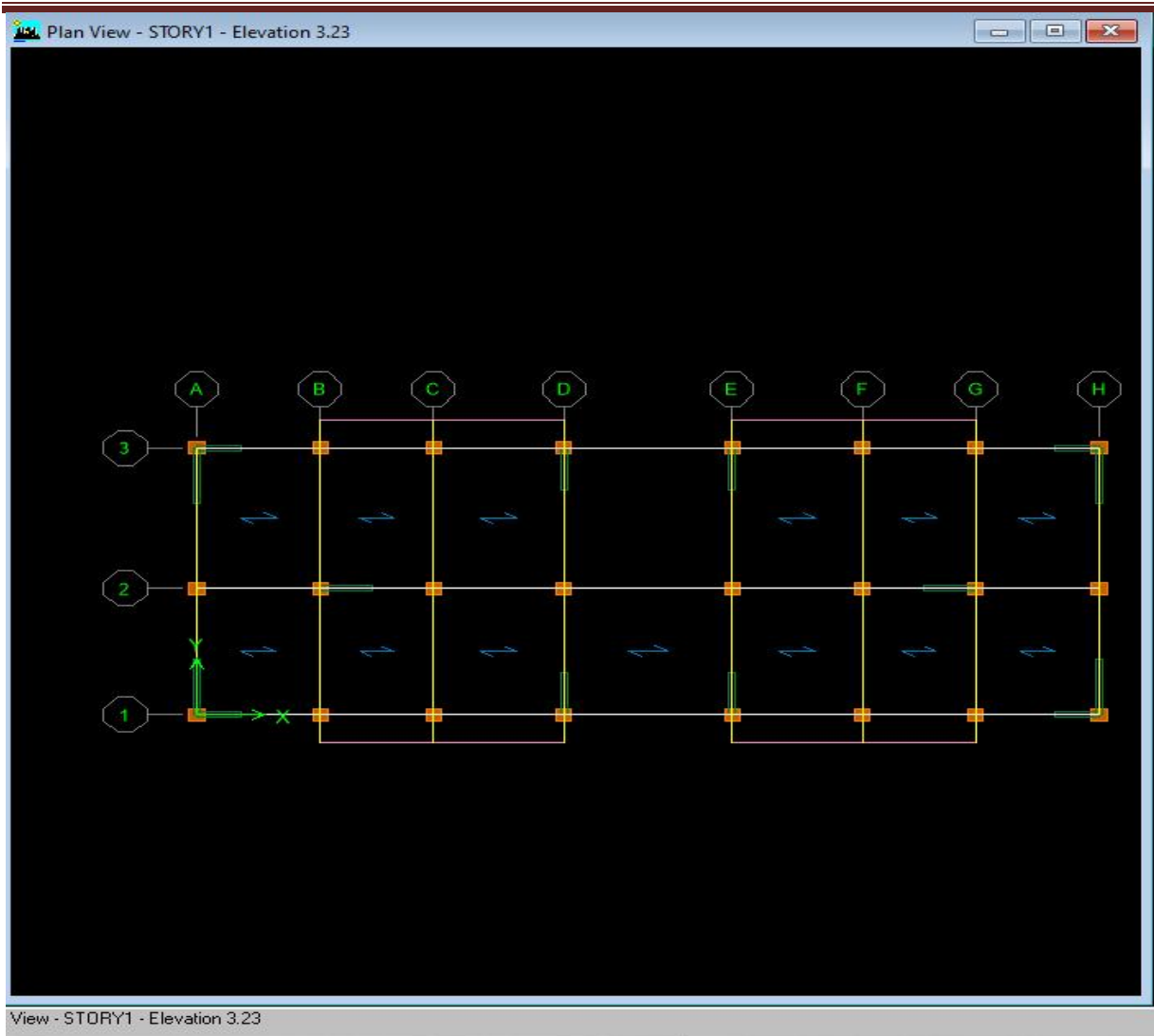


Figure V.5: Disposition des voiles.

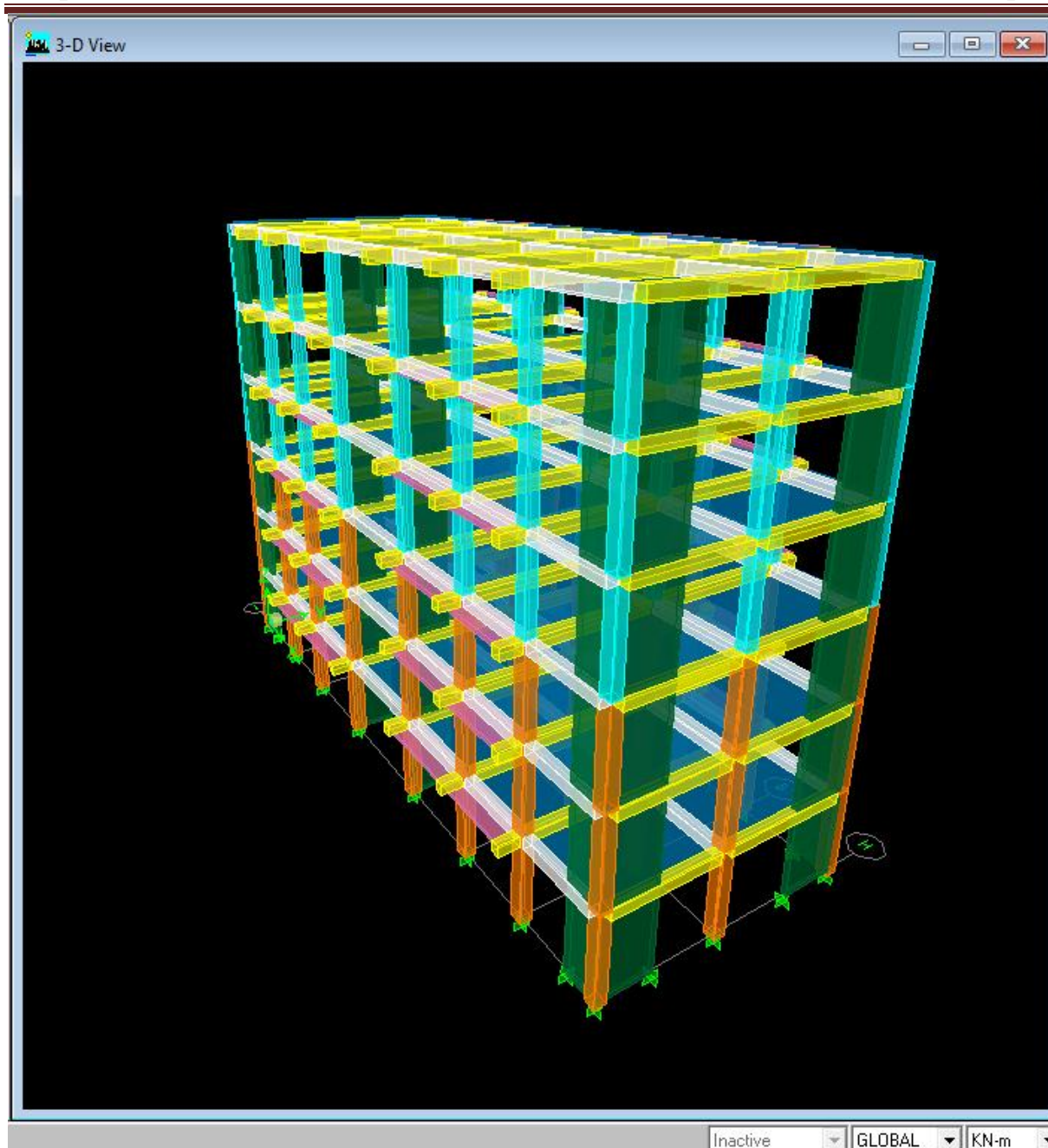
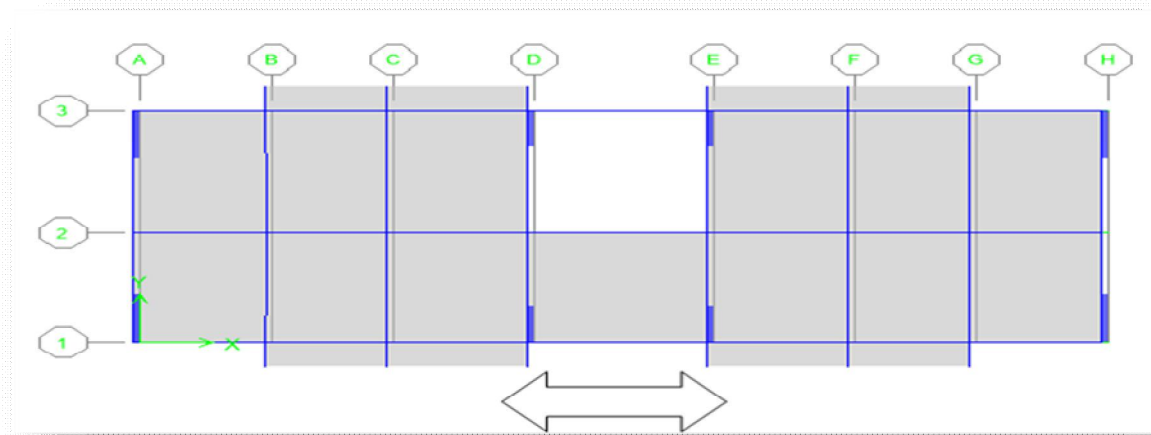
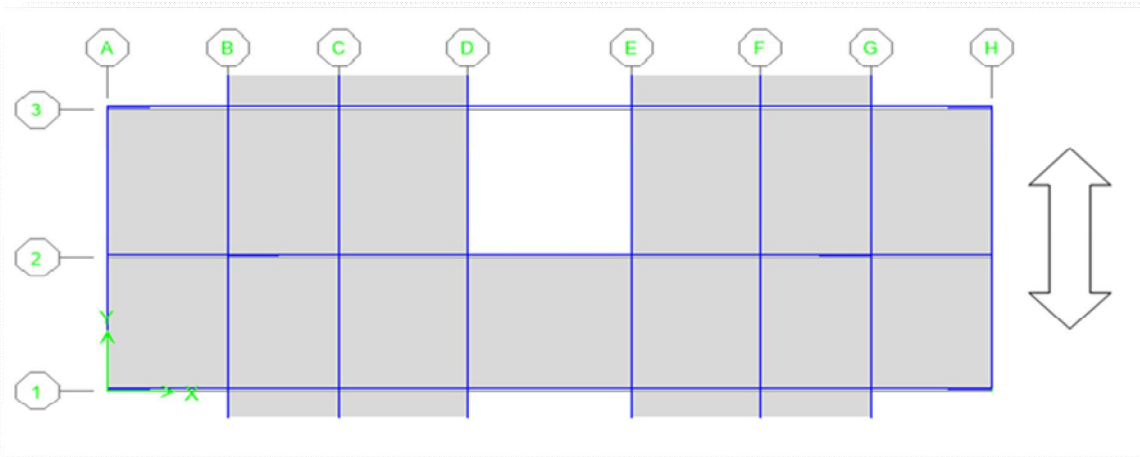


Figure V.6: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.6.0.

Model



Mode2



Mode3

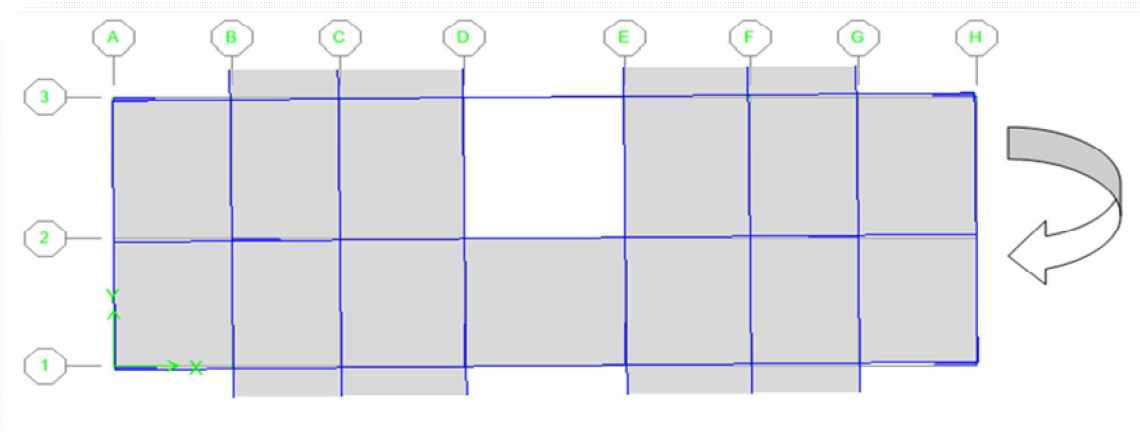


Figure V.7: Modes principaux de la vibration

V.8. Vérifications

V.8.1. Calcul de l'effort tranchant

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base «V» obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Telle que :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15. \\ D = 2,205. \\ Q = 1,2. \\ W = 19199,34. \end{array} \right.$$

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$$\Rightarrow V = \frac{0,15 \times 2,205 \times 1,2 \times 19199,34}{4} \Rightarrow V = 1905,05 \text{ KN.}$$

V.8.1.1.Sens longitudinal

$$V_{dx} = 1603,48 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 80\% \times 1905,05 \text{ KN} = 1524,04 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.8.1.2.Sens transversal

$$V_{dy} = 1649,83 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 80\% \times 1905,05 \text{ KN} = 1524,04 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.8.2.Calcul des coefficients de participation modale

On doit vérifier que :

$$\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$$

Avec:

$$\bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{K=1}^n W_K \phi_{Ki})^2}{\sum_{K=1}^n W_K \phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 19199,34 \text{ KN}$$

Le logiciel **ETABS V9.6.0** peut déterminer directement les valeurs des coefficient de participation modale, les valeurs données sont :

Tableau V.1: Participation massique cumulée.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.557357	74.9075	0.0000	74.9075	0.0000
2	0.527703	0.0000	71.7727	74.9075	71.7727
3	0.412318	0.0005	0.0002	74.9079	71.7728
4	0.158929	14.0673	0.0000	88.9752	71.7728

5	0.133847	0.0000	16.2703	88.9752	88.0431
6	0.101814	0.0001	0.0000	88.9753	88.0431
7	0.073742	5.7089	0.0000	94.6843	88.0431
8	0.060347	0.0000	6.0235	94.6843	94.0666
9	0.045383	0.0002	0.0000	94.6845	94.0666
10	0.045224	0.0000	0.0344	94.6845	94.1010
11	0.043042	3.0451	0.0000	97.7296	94.1010
12	0.038079	0.0000	0.3127	97.7296	94.4138

a- Sens longitudinal

$\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 97,7296\% \geq 90\%$Condition vérifiée.

b- Sens transversal

$\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 94,4138\% \geq 90\%$Condition vérifiée.

V.8.3.Vérification de la période

On doit vérifier aussi que la période dynamique (T_{dyn}) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale "T".

$T_{dyn} = 0,5574 \text{ sec} < 1,30 \times T_{st} \times 0,461 = 0,6 \text{ sec}$

Condition vérifiée.

Tableau V.2: Tableau des modes et des périodes.

Mode	Période (s)
1	0.557357
2	0.527703
3	0.412318
4	0.158929
5	0.133847
6	0.101814
7	0.073742
8	0.060347
9	0.045383
10	0.045224
11	0.043042
12	0.038079

V.8.4. Vérification des déplacements

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ;$$

Avec :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : Coefficient de comportement ; R = 4.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau V.3: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		Dx(m)	Dy(m)
	δ_{ex}	δ_x	δ_{ey}	δ_y		
5 ^{ème}	0,0117	0,0585	0,0114	0,0570	0,0085	0,0105
4 ^{ème}	0,0100	0,0500	0,0093	0,0465	0,0105	0,0115
3 ^{ème}	0,0079	0,0395	0,0070	0,0350	0,0120	0,0115
2 ^{ème}	0,0055	0,0275	0,0047	0,0235	0,0120	0,0110
1 ^{ér}	0,0031	0,0155	0,0025	0,0125	0,0105	0,0085

RDC	0,0010	0,0050	0,0008	0,0040	0,0050	0,0040
------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\% \times h_e = 0,0323$: donc la condition est vérifiée.

V.8.5. Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » ;

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante:

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \times T \times V & \text{si : } T > 0,7 \text{sec ;} \\ F_t = 0 & \text{si: } T \leq 0,7 \text{sec .} \end{cases}$$

Dans notre structure ($F_t = 0$) puisque : $T = 0,5574 \text{ sec} < 0,7 \text{sec}$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante:

$$F_i = (V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j$$

Avec:

F_i : effort horizontal revenant au niveau i ;

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i ;

h_j : niveau d'un plancher quelconque ;

W_i ; W_j poids revenant au plancher i ; j .

Δ_K : Déplacement relatif du niveau «K » par rapport au niveau « K-1 » ;

h_K : Hauteur de l'étage « K ».

$$\text{Si: } \begin{cases} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P-}\Delta \text{ peut \^etre n\^eglig\^e.} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \text{ Amplifiant les effets de } \frac{1}{(1-\theta_K)}. \\ \theta_K > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit \^etre redimensionn\^ee.} \end{cases}$$

Tableau V.4: Vérification à l'effet P- Δ .

Niveau	Hauteur	W_i	P_K	Sens-x			Sens-y		
				Δ_k	V_k	θ	Δ_k	V_k	θ
5 ^{ème}	19,38	3556.98	3556.98	0,0085	530.39	0,0029	0,0105	574.81	0,0033
4 ^{ème}	16,15	3079.05	6636.03	0,0105	896.93	0,0022	0,0115	954.85	0,0023
3 ^{ème}	12,92	3079.06	9715.09	0,0120	1188.31	0,0024	0,0115	1244.94	0,0022
2 ^{ème}	9,69	3161.41	12876.50	0,0120	1403.16	0,0027	0,0110	1454.25	0,0025
1 ^{er}	6,46	3161.42	16037.92	0,0105	1540.59	0,0033	0,0085	1591.77	0,0026
RDC	3,23	3161.42	19199.34	0,0050	1603.48	0,0030	0,0040	1649.83	0,0024

- **Remarque**

D'après les résultats obtenus ($\theta < 0,10$) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique on peut dire que la structure peut résister aux chocs extérieurs tels que le séisme.

Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont déduits du logiciel de modélisation ETABSV 9.6.0.

V.9. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le (R.P.A99/version 2003), ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

VI.1. Introduction

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissants et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissants et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

VI.2. Étude charges verticales et horizontales

L'étude des charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres, voiles) dans les différents nœuds et travées.

Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme (ETABS V 9.6.0) ce qui nous a permis de calculer les portiques.

VI.3. Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [B.A.E.L 91 modifiée 99 et R.P.A 99/ (version 2003)].

VI.3.1. Poutres

➤ Sollicitation du 1^{er} genre (**B.A.E.L 91 modifiée 99**)

$1,35G + 1,5 Q$

➤ Sollicitation du 2^{ème} genre [**R.P.A 99/ (version 2003)**]

$0,8G \pm E$

$G + Q \pm E$

VI.3.2. Poteaux

➤ Sollicitation du 1^{er} genre (**B.A.E.L 91 modifiée 99**)

$1,35 G + 1,5 Q$

$G + Q$

$G + Q + 1,2E$

➤ Sollicitation du 2^{ème} genre [**R.P.A 99/ (version 2003)**]

$0,8G \pm E$

$G + Q \pm E$

Avec :

G : Charge permanente ;

Q : Charge d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VI.4. Ferrailage des poutres**VI.4.1. Méthode de calcul**

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre.

- Sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1} .

-Sollicitation du 2^{ème} genre $\left\{ \begin{array}{l} S_{p2} = 0,8G \pm E. \\ S_{p2} = G + Q \pm E. \end{array} \right. \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2} .

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} .

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « E.L.U » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b).

Pour situation accidentelle : $\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400$ MPa.

$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48$ MPa.

Pour les autres cas : $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348$ MPa.

$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17$ MPa.

VI.4.2. Les armatures minimales

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

➤ Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$

➤ Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\% \times b \times h_t$ (Zone courante) ;

$$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t \text{ (Zone de recouvrement).}$$

VI.4.3. Poutre principale (35x40) cm²

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = \frac{0,5 \times 35 \times 40}{100} = 7 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{max1} = 4\% \times b \times h_t = \frac{4 \times 35 \times 40}{100} = 56 \text{ cm}^2.$$

$$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t = \frac{6 \times 35 \times 40}{100} = 84 \text{ cm}^2.$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

VI.4.3.1. Exemple de calcul

a) Poutre (RDC au 5^{ème})

➤ En travée

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 52,845 \text{ KN.m.}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 104,305 \text{ KN.m.}$$

$M_{sp2}/M_{sp1} = 1,97 > 1,15$ donc le calcul se fait sous (S_{p2}).

Données : • Largeur de la poutre $b = 35$ cm ;

- Hauteur de la section $h_t = 40$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 36$ cm ;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ MPa ;

- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ MPa ;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VI.1: Exemple de ferrailage des poutres en travée.

Moment ultime M_u	M_u	104,305 KN.m	$\mu=0,124 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,124	
État limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,933$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	7,76 cm ²	

Sur appuis

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{esp1} = 131,776 \text{ KN.m}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{esp2} = 131,776 \text{ KN.m}$$

$M_{sp2}/M_{sp1} = 1,66 > 1,15$ donc le calcul se fait sous (S_{p2}).

Données :

- Largeur de la poutre $b=35$ cm ;
- Hauteur de la section $h_t= 40$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9 \times h_t=36$ cm ;
- Contrainte des aciers utilisés $f_c=400$ MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ MPa ;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VI.2 : Exemple de ferrillage des poutres sur appuis.

Moment ultime M_u	M_u	131,776KN.m	$\mu=0,157 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,157	
État limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,914$		

Section d'aciers As	Mu / ($\sigma_s \times \beta \times d$)	10,01 cm²
---------------------	-------------------------------------------	-----------------------------

VI.4.3.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Tableau VI.3: Ferrailage des différents niveaux (poutres principale).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC au 5 ^{ème}	Appuis	79,197	150,82	150,82	7,00	11,63	3T16+3T16=12,06
	Travée	52,845	113,02	113,02		8,46	3T16+2T14= 9,11

VI.4.4. Poutre secondaire (35x40) cm²

VI.4.4.1. Armatures minimales

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h_t = \frac{0,5 \times 35 \times 40}{100} = 7,00 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{\max 1} = 4\% \times b \times h_t = \frac{4 \times 35 \times 40}{100} = 56 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max 2} = 6\% \times b \times h_t = \frac{6 \times 35 \times 40}{100} = 84 \text{ cm}^2.$$

VI.4.4.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Tableau VI.4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC au 5 ^{ème}	Appuis	56,569	131,776	131,776	7,00	10,01	3T16+3T14=10,65
	Travée	35,334	104,305	104,305		7,76	3T14+3T12=8,01

VI.4.5. Calcul les armatures transversales

VI.4.5.1. Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l) ;$$

$$\Phi_t \leq \min (11,42 ; 35 ; 16) ;$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm. On adopte : } \Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

VI.4.5.2. Calcul de L'espacement

Selon le **R.P.A 99/version 2003**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min(36; 40 \text{ cm}) \end{cases}$$

•.....Zone nodale

$$\begin{cases} S_t \leq \min(12\Phi l; h/4) \\ S_t \leq \min(19,20; 10 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

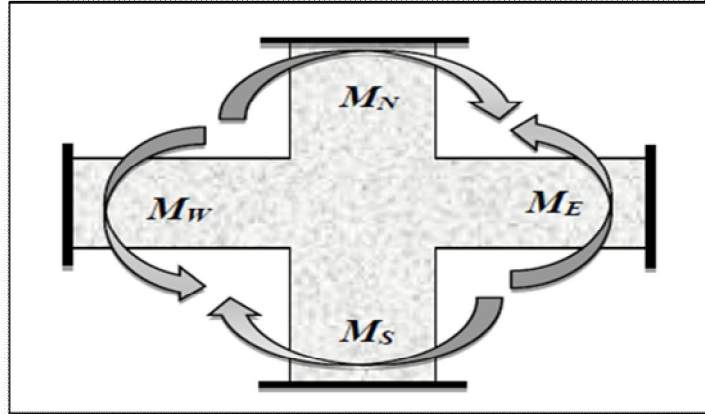


Figure VI.1 : Répartition des moments dans la zone nodale.

•.....Zone courante

$$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm.}$$

VI.4.6. Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0,6 \times \psi s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_c / 4 \cdot \tau_s$

Avec

Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,29 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \cdot \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm.}$

VI.4.7. Calcul des crochets

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r); \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 26,30 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 0,80 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25,10 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 3,91 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1,6 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 23,90 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 7,03 \text{ cm.}$$

VI.4.8. La longueur de recouvrement

D'après le **R.P.A 99/version 2003**, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm.}$$

VI.4.9. Les vérifications**VI.4.9.1. Vérifications des contraintes (E.L.S)*****Poutre principale (35x40) cm²***

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{c28}/f_c = 0,23 \times 35 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$ Condition vérifiée.

En travée

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

Le moment maximum en travée $M_{\text{tmax}} = 113,02 \text{ KN.m}$

$$M_{\text{ser}} = 25,713 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,144 \text{ et } \gamma = \frac{113,02}{25,713} = 4,39$$

$\alpha \leq \frac{4,39-1}{2} + \frac{25}{100}$; $\alpha \leq 1,945$ Condition vérifiée.

Sur appuis

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

Le moment maximum en travée $M_{\text{a max}} = 150,82 \text{ KN.m.}$

$$M_{\text{ser}} = 41,204 \text{ KN.m.}$$

$$\alpha = 0,180 \text{ et } \gamma = \frac{150,82}{41,204} = 3,66$$

$\alpha \leq \frac{3,66-1}{2} + \frac{25}{100}$; $\alpha \leq 1,58$ Condition vérifiée.

Poutres secondaire (35x40) cm²

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{c28}/f_c = 0,23 \times 35 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$ Condition vérifiée.

En travée

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

Le moment maximum en travée $M_{\text{tmax}} = 104,305 \text{ KN.m}$

$M_{\text{ser}} = 38,72 \text{ KN.m}$

$$\alpha = 0,144 \text{ et } \gamma = \frac{104,305}{38,72} = 2,69$$

$$\alpha \leq \frac{2,69-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 1,095 \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

Sur appuis

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

Le moment maximum en travée $M_{\text{a max}} = 131,776 \text{ KN.m}$.

$M_{\text{ser}} = 57,99 \text{ KN.m}$.

$$\alpha = 0,180 \text{ et } \gamma = \frac{131,776}{57,99} = 2,27$$

$$\alpha \leq \frac{2,27-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 0,885 \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

VI.4.9.2. Vérification de l'effort tranchant

Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)

L'effort tranchant maximal $T_{\text{max}} = 154,52 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{154,52 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,36} = 1,22 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \left\{ \min \left(0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right) \right\}$

$\tau_u = 1,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{Condition}$
vérifiée.

Pas de risque du cisaillement.

Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)

L'effort tranchant maximal $T_{\text{max}} = 110,93 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{110,93 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,36} = 0,88 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \left\{ \min \left(0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right) \right\}$

$\tau_u = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Pas de risque du cisaillement.

VI.4.9.3. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée **B.A.E.L91 modifiée 99 (Art B.6.5)**.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b \times d} > \frac{4,2}{f_s} \end{array} \right.$$

Poutres principales

(à l'E.L.S) ; $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$.

$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$; $0,080 > 0,0625$ Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_s}$; $0,0095 < 0,0105$Condition vérifiée.

Poutres secondaires

(à l'E.L.S)

$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$; $0,081 > 0,0625$ Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_s}$; $0,0074 < 0,0105$Condition vérifiée.

Tableau VI.5: Ferraillage des poutres principales.

Niveau	Travée	Appuis
RDC au 5 ^{ème}		

Tableau VI.6: Ferrailage des poutres secondaires.

Niveau	Travée	Appuis
RDC au 5 ^{ème}		

VI.5.Ferrailage des poteaux

VI.5.1.Méthode de calcul

En général, Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 06 Combinaisons suivante :

-1^{er} Genre : $1,35G+1,5Q$

$$\begin{cases} N_{max} ; M_{coresp} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{coresp} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{coresp} \rightarrow A_3 \end{cases}$$
-2^{ème} Genre : $0,8G \pm E$.

$$\begin{cases} N_{max} ; M_{coresp} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{coresp} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{coresp} \rightarrow A_6 \end{cases}$$

Dans le calcul relatif aux « E.L.U », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

-Pour situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa.} \end{cases}$$

-Pour les autres cas :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,1 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1, \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa.} \end{cases}$$

VI.5.2.Ferrailage exigé par R.P.A 99/version 2003

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

-Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa).
-Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.
-Le diamètre minimum est de 12 mm.
-La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (zone IIa).
-La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).
-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.
-On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

La zone nodale est définie par l'et h', l' = 2h.

$$h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

VI.5.3.Sollicitations de calcul

Tableau VI.7: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99/version 2003.

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites

Famille des poteaux	A _{min} =0,8 %b.h _t	A _{max1} =4%b.h _t	A _{max2} =6%b.h _t
(45x45) cm ²	16,00 cm ²	81,00 cm ²	121,50 cm ²
(40x40) cm ²	12,80 cm ²	64,00 cm ²	96,00 cm ²

directement du logiciel (ETABS 9.6.0), les résultats sont résumés dans les tableauxVI.8 ,VI.9

Tableau VI.8: Les sollicitations défavorables du1^{er} genre.

Famille		(45x45)	(40x40)
		Combinison	
(a)	N _{max} (KN)	735,55	132,58
	M _{corr} (KN.m)	31,471	34,82
(b)	N _{min} (KN)	577,69	147,86
	M _{corr} (KN.m)	17,831	27,273
(c)	M _{max} (KN.m)	9,173	19,213
	N _{corr} (KN.m)	1214,03	591,71

Tableau VI.9: Les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre.

Famille		(45x45)	(40x40)
		Combinison	
(a)	N_{\max} (KN)	238,14	55,04
	M_{corr} (KN.m)	93,62	78,806
(b)	N_{\min} (KN)	150,27	126,01
	M_{corr} (KN.m)	88,421	64,624
(c)	M_{\max} (KN.m)	27,393	49,655
	N_{corr} (KN.m)	967,61	398,46

VI.5.4.Exemple de calcul

Poteau (RDC) de section (45×45) cm².

VI.5.4.1.Calcul les armatures longitudinale

Données :

- Largeur du poteau $b = 45$ cm ;
- Hauteur de la section $h_t = 45$ cm ;
- Enrobage $c = 2,5$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = h_t - c = 42,5$ cm ;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa ;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

Combinaison du 1^{ère} genre

1^{er} cas :

$$N_{\max} = -735,55 \text{ KN} ;$$

$$M_{\text{corresp}} = 31,471 \text{ KN.m.}$$

➤ Détermination le centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{31,471}{735,55} = 0,043 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 735,55 \times \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,043 \right) = 115,48 \text{ KN.m.}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_u = 735,55 \text{ KN} < 2324,23 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$M_u = 115,48 \text{ KN.m} < 308,23 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=A'_1=0$).

2^{ème} cas

$$\Rightarrow N_{\min} = -577,69 \text{ KN} ; M_{\text{corresp}} = 17,831 \text{ KN.m}$$

Détermination le centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{17,831}{577,69} = 0,031 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 577,69 \times \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,031 \right) = 97,63 \text{ KN.m.}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_u = -577,69 \text{ KN} < 2324,23 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

$M_u = 97,63 \text{ KN.m} < 242,82 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=A'_2=0$).

3^{ème} cas

$$M_{\max} = 9,173 \text{ KN.m} ;$$

$$N_{\text{corresp}} = -1214,03 \text{ KN.}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9,173}{1214,03} = 0,0075 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1214,03 \times \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,0075 \right) = 233,70 \text{ KN.m.}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_u = 1214,03 \text{ KN} < 2324,23 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

$M_u = 233,70 \text{ KN.m} < 504,09 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

Combinaisons du 2^{ème} genre

1^{er} cas

$$N_{\max} = -238,14 \text{ KN} ;$$

$$M_{\text{corresp}} = -93,62 \text{ KN.m.}$$

➤ Détermination le centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{93,62}{238,14} = 0,39 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 238,14 \times \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,39 \right) = 45,25 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_c \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d} \times f_{bc} \right) \end{cases}$$

$N_u = 238,14 \text{ KN} < 3029,54 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

$M_u = 45,25 \text{ KN.m} < 100,81 \text{ KN.m}$Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

2^{ème} cas

$$N_{\min} = -150,27 \text{ KN} ;$$

$$M_{\text{corresp}} = 88,421 \text{ KN.m.}$$

➤ Détermination le centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{88,421}{150,27} = 0,59 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 150,27 \times \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,59 \right) = 58,60 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \times \frac{N_u}{b \times d} \times f_{bc} \right) \end{cases}$$

$N_u = 150,27 \text{ KN} < 3029,54 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$M_u = 58,60 \text{ KN.m} < 63,73 \text{ KN.m}$Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5=A'_5=0$).

3^{ème} cas

$$\Rightarrow M_{max} = -27,393 \text{ KN.m ;}$$

$$N_{corresp} = -967,61 \text{ KN.}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{27,393}{967,61} = 0,028 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 967,61 \times \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,028 \right) = 166,43 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \times N_u / b \times d \times f_{bc} \right) \end{cases}$$

$N_u = 967,61 \text{ KN} < 3029,54 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$M_u = 166,43 \text{ KN.m} < 405,48 \text{ KN.m}$Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6=A'_6=0$).

➤ **Calcul du ferrailage**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{88,421 \times 10^3}{45 \times 42,5^2 \times 18,47} = 0,059 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a

$$\beta = 0,969.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{88,421 \times 10^3}{0,969 \times 42,5 \times 400} = 5,37 \text{ cm}^2.$$

➤ **Section adoptée**

$$A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{min}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 5,37 ; 0 ; 16,20)$$

$$A_{adopté} = 16,20 \text{ cm}^2.$$

Tableau VI.10: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Famille	Combinaison	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{calcul} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{calcul} (cm ²)		
(45x45)	(a)	73,55	3,14	0	23,81	9,36	0	16,00	4T16+4T16 As=16,08
	(b)	57,76	1,78	9,59	15,02	8,84	8,38		

	(c)	121,4	0,91	18,11	96,76	2,73	0		
(40x40)	(a)	13,25	3,48	0	5,50	7,88	0	12,80	4T16+4T14 As = 14,20
	(b)	14,78	2,72	0	12,60	6,46	6,98		
	(c)	59,17	1,92	0	39,84	4,96	9,81		

VI.5.4.2. Calcul des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t = \Phi / 3 ;$$

$$\Phi_t = 20/3 ;$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm} ;$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_1 : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Calcul de l'espacement

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

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \Phi_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \Phi_L = 18 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

Calcul de l'élançement géométrique λ_g

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0.$$

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,23}{0,45} = 5,02 \text{ m}.$$

$$\lambda_g = 5,02 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5 \text{ (D'après le RPA.99/version 2003" Art 7.4.2.2").}$$

donc: $A_t = \frac{S_{t,p} \cdot V_u}{h_1 \cdot f_a} = \frac{15 \times 2,5 \times 18,47}{45 \times 235} = 0,065 \text{ cm}^2.$

Quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{S_{t,b}}$: En % est donnée comme suit :

$\lambda_g = 0,3 \% \rightarrow \lambda_g = 5,71 > 5$

$$\left\{ \begin{array}{l} \square\square\square\square \square\square\square\square\square\square\square\square : A_t = 0,003 \times 10 \times 65 = 1,95 \text{ cm}^2. \\ \square\square\square\square \square\square\square\square\square\square\square\square\square\square : A_t = 0,003 \times 15 \times 65 = 2,925 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Le choix : $\begin{cases} A_t = 8\phi_8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} . \\ S_t = 13 \text{ cm}. \end{cases}$

Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$\frac{\sigma_{\square} \cdot f_{\square}}{b \cdot S_{\square}} \geq \max (\sigma_{\square}; 0,4\text{MPa}) = 0,4\text{MPa}$

$A_t \geq 0,4 \times S_t \times b / f_a$; Ronds lisses $\Rightarrow f_a = 235 \text{ MPa}.$

$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 45 / 235 = 1,14 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{323}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}. \\ L' = 2 \times h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

VI.6.Les vérifications

VI.6.1.Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

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

Avec

a: Coefficient fonction de l'élanement;

B_r : Section réduite du béton ;

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2 \times (\lambda/35)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0,6 \times (\lambda/35)^2 \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple de calcul (RDC)

Longueur de flambement : $L_f = 0,7 \times l_0 \Rightarrow L_f = 3,15.$

Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0,13 \text{ m.}$

$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{3,15}{0,13} \Rightarrow \lambda = 24,23 \Rightarrow \alpha = 0,80.$

-La section réduite : $B_r = 1849 \text{ cm}^2$

-Selon « R.P.A 99/version 2003 » $A_s = 0,8\% \times B_r \dots\dots\dots(\text{Zone IIa})$

$A_s = 0,8\% \times B_r = 14,79 \text{ cm}^2$

Donc

$N_u = 0,80 \times \left(\frac{0,1849 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 14,79 \cdot 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) \cdot 10^3 = 3147,2 \text{ KN.}$

On à $N_{max} = 1214,03 \text{ KN} < N_u = 3147,2 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de flambement.

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représentés dans le tableau VI.11.

Tableau VI.11: Vérification au flambement des poteaux des différents étages.

Étages	I	l	a	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u ^{max} (KN)	N _u (KN)	Observation
RDC □ 2 ^{ème}	0,13	24,23	0,80	14,79	1849	1214,03	3147,2	Condition vérifiée
3 ^{ème} □ 5 ^{ème}	0,11	28,63	0,81	11,55	1444	591,71	2456,0	Condition vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'y a pas de risque de flambement.

VI.6.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

« Le poteau le plus sollicité (45×45) cm² »

$T_{max} = 55,88 \text{ KN.}$

Contrainte tangentielle :

$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{55,88 \times 10}{45 \times 42,5} = 0,29 \text{ MPa.}$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c,28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$

$\bar{\tau}_u = 0,29 \text{ MPa} < \tau_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

Tableau VI. 12: Tableau récapitulatif du ferraillage des poteaux liés aux voiles.

Famille	Combinaison	1 ^{er} genre	2 ^{ème} genre	A _{min}	A _{adoptée} (cm ²)
---------	-------------	-----------------------	------------------------	------------------	-----------------------------------------

		$N_U(t)$	M_u (t.m)	A_{cal} (cm^2)	N_U (t)	M_u (t.m)	A_{cal} (cm^2)	(cm^2)	
(45x45)	(a)	88,16	1,86	0	37,14	3,85	0	16,00	4T16+4T16 $A_s=16,08$
	(b)	88,16	0,53	0	95,29	4,77	0		
	(c)	121,4	0,91	0	96,76	2,73	15,88		
(40x40)	(a)	42,56	2,29	0	17,03	7,32	8,33	12,80	4T16+4T14 $A_s = 14,20$
	(b)	42,56	1,73	0	12,60	6,46	0		
	(c)	59,17	1,92	10,08	39,84	4,96	9,81		

Tableau VI.13: Ferraillages des poteaux.

Niveaux	Poteaux non liés aux voiles	Poteaux liés aux voiles
(03 ^{ème} → 05 ^{ème} étage)	<p>4T16+4T14</p>	<p>4T16+4T14</p>
(RDC au 2 ^{ème} étage)	<p>4T16+ 4T16</p>	<p>4T16+ 4T16</p>

VI.7.Etude des voiles

VI.7.1.Introduction

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Dans leurs plans,

ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

VI.7.2. Le système de contreventement

Les voiles sollicités à la fois par des efforts normaux dus aux charges verticales et par des efforts de flexion et de cisaillement dans leur plan dus aux actions horizontales.

Ces murs fonctionnent comme des consoles encastrées dans les fondations ou au niveau du rez-de-chaussée ; ces consoles pouvant, en fonction de leur élancement, être analysées soit comme des poutres, soit comme des parois porteuses.

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile-portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

▪ **Conception**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

VI.7.3. Calcul du système de contreventement

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

▪ **Principe de calcul du voile**

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable. Selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$ (vérification du béton) ;
- $0,8G \pm E$ (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement **R.P.A 99/ (version 2003)**.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

-Armatres verticales ;
-Armatres horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
-Armatres transversales.

▪**La méthode de calcul du voile**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa.}$$

Avec

N : Effort normal appliqué ;

M : Moment fléchissant appliqué ;

A : Section du voile ;

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : Moment d'inertie ;

On distingue **3 cas** :

➤**1^{er} cas**

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99/ version 2003**

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$

➤**2^{ème} cas**

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée".

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = Ft / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le **R.P.A 99/version 2003**.

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a \times L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

➤**3^{ème} cas**

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VI.7.4. Les recommandations du R.P.A99/version 2003

➤**Armatres verticales**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le **R.P.A 99/version 2003** exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

➤**Armatres horizontales**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10 %.

➤**Armatures transversales**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VI.7.5.Voile avec ouverture

$$A = 0,512 \text{ m}^2;$$

$$I = 0,223 \text{ m}^4;$$

$$V = 0,829 \text{ m};$$

$$N = 124,66 \text{ t};$$

$$M = 985,105 \text{ t.m};$$

$$T = 96,83 \text{ t}.$$

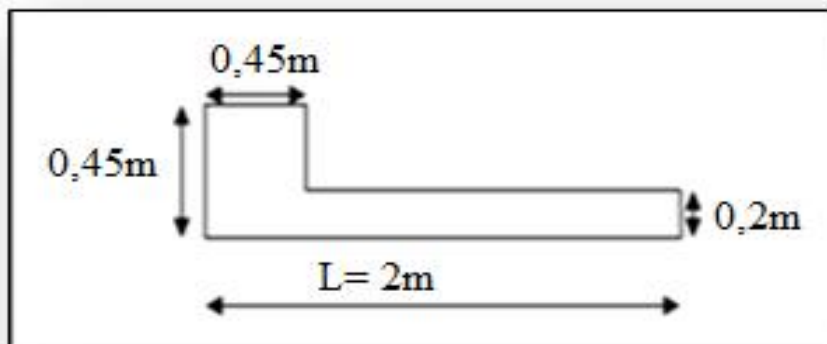


Figure VI.2 : Schéma de Voile1 avec ouverture

➤**Détermination des contraintes**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{124,66 \times 10^{-2}}{0,512} + \frac{985,105 \times 0,829 \times 10^{-2}}{0,223} = 39,05 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{124,66 \times 10^{-2}}{0,512} - \frac{985,105 \times 0,829 \times 10^{-2}}{0,223} = -34,19 \text{ MPa.}$$

On a la (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

➤ **Vérification des contraintes de compression**

$$N = 192,31t;$$

$$M = 981,65 \text{ t.m};$$

$$T = 95,41 \text{ t.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = 40,24 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = -32,74 \text{ MPa.}$$

➤ **Longueur de la zone tendue**

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L \Rightarrow X = \frac{32,74}{40,24 + 32,74} \times 2 = 0,89 \text{ m}$$

$$Y = L - X \Rightarrow Y = 2 - 0,89 = 1,11 \text{ m.}$$

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

➤ **Calcul de la contrainte σ_3**

$$\frac{\sigma_2}{\sigma} = \frac{\sigma_3}{\sigma - 0,45} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{|\sigma_2|(X - 0,45)}{\sigma} = 16,18 \text{ MPa}$$

➤ **Détermination des armatures verticales**

$$A_{11} = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = \frac{(32,74 + 16,18) \times 0,45 \times 0,45 \times 10^3}{2} = 495,31 \text{ t}$$

$$A_{01} = \frac{A_{11}}{A_{01}} = \frac{A_{11} \cdot 10}{400} \times \frac{100}{115} = 10,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{22} = \frac{\sigma_3(\sigma - \sigma) \times e}{2} = \frac{16,18(0,89 - 0,45) \times 0,20}{2} \times 10^3 = 161,8 \text{ t}$$

$$A_{02} = \frac{A_{22}}{A_{02}} = \frac{A_{22} \cdot 10}{400} \times \frac{100}{115} = 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{33} = 1,1 \frac{\sqrt{V}}{A_{03}} \times \frac{A_{33}}{\sigma} = 1,1 \frac{1,4 \sigma}{\sigma} \times \frac{A_{33}}{\sigma} \times \frac{100}{\sigma} = 1,1 \frac{1,4 \times 95,41 \times 10}{400} \times \frac{0,89}{2} \times \frac{100}{89} = 1,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{00} = A_{01} + A_{02} + A_{33} = 10,76 + 3,51 + 1,83 = 16,1 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,2\% \times S \times A_{000000}$$

$$A_{\min} = (0,002 \times 20 \times 89) = 3,56 \text{ cm}^2.$$

$$\rho = 16,1 \text{ cm}^2 > \rho_{\min} = 3,56 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le diamètre**

$$\rho \leq \frac{l \times \rho}{10}$$

$$\rho \leq \frac{l \times 200}{10}$$

$$\rho \leq 20 \text{ cm.}$$

⇒ On adopte : $D = 12 \text{ mm}$.

➤ **L'espaceur**

- Selon le **B.A.E.L 91 modifiée 99**, on a :

$$\rho \leq \rho_{\text{B.E.L}} \{ 2 \times \rho ; 33 \rho \} \Rightarrow \rho \leq \rho_{\text{B.E.L}} \{ 2 \times 20 ; 33 \text{ cm} \}; \quad \rho \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

- Selon le **R.P.A 99/version 2003** , on a :

$$\rho \leq \rho_{\text{R.P.A}} \{ 1,5 \times \rho ; 30 \rho \} \Rightarrow \rho \leq \rho_{\text{R.P.A}} \{ 1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm} \}$$

$$\rho \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

Donc: $\rho \leq \min \{ \rho_{\text{B.E.L}} ; \rho_{\text{R.P.A}} \} \Rightarrow \rho \leq 30 \text{ cm}$.

On adopte un espaceur de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12** ($A_{\text{adopté}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

➤ **Calcul des armatures horizontales**

D'après le **R.P.A99/version 2003**, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit 5T12 ($A_{\text{adopté}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$), avec un espaceur de 20cm.

➤ **Calcul des armatures transversales**

D'après le **D.T.R-B.C-2,42 et le B.A.E.L 91 modifiée 99**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins; on prend donc $4\emptyset 8$ par m^2 .

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b**

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{\text{cal}}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40% ;

ρ : Épaisseur du voile ;

d : hauteur utile , $d=0,9h$;

h : hauteur totale de la section brute , $h = 100 \text{ cm}$.

Cette contrainte est limitée par: $\tau_b = 0,2 \times \rho_{\text{C28}} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{\square} = \frac{\overline{\square}}{a \cdot d} = \frac{1,4 \times 95,41 \times 10^3}{200 \times 900} = 0,74 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,74 \text{ MPa} < \overline{\tau} = 5 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

« Donc pas de risque de cisaillement ».

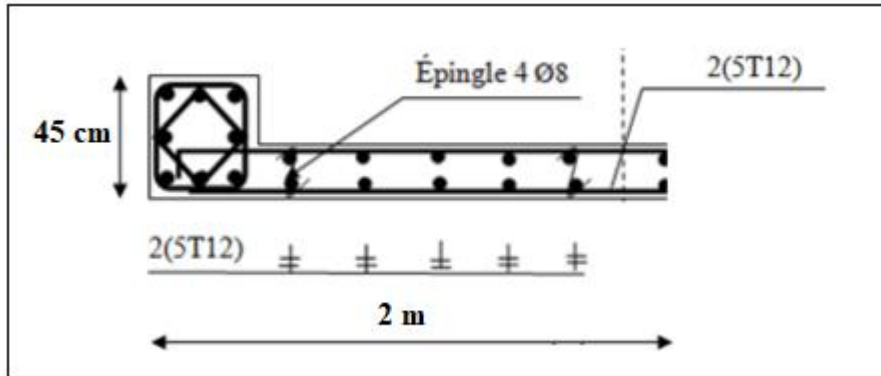


Figure VI.3 : Schéma de ferraillage d'un trumeau.

VI.7.5. Voile2 avec ouverture

A = 0,412 m²;

I = 0,102 m⁴;

V = 0,49 m;

N = 578,45 t;

M = 918,22 t.m;

T = 49,99 t.

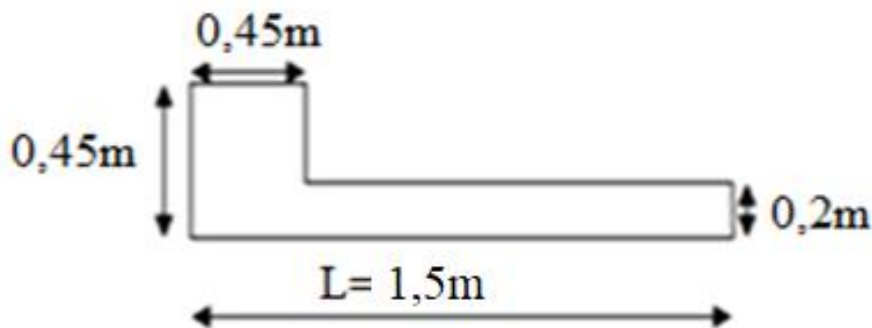


Figure VI.4 : Schéma de Voile2 avec ouverture

➤Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{\square}{\square} + \frac{M \cdot V}{\square}$$

$$\sigma_1 = \frac{578,45 \times 10^{-2}}{0,412} + \frac{918,22 \times 0,49 \times 10^{-2}}{0,102} = 58,15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{\square}{\square} - \frac{M \cdot V}{\square}$$

$$\sigma_2 = \frac{578,45 \times 10^{-2}}{0,412} - \frac{918,22 \times 0,49 \times 10^{-2}}{0,102} = -30,07 \text{ MPa.}$$

On a la (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

➤ **Vérification des contraintes de compression**

$$N = 394,81t;$$

$$M = 753,02t.m;$$

$$T = 47,96 t.$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = 45,75 \text{MPa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = -26,59 \text{MPa.}$$

➤ **Longueur de la zone tendue**

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L \Rightarrow X = \frac{26,59}{45,75 + 26,59} \times 1,5 = 0,55 \text{m}$$

$$Y = L - X \Rightarrow Y = 1,5 - 0,55 = 0,95 \text{m.}$$

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

➤ **Calcul de la contrainte σ_3**

$$\frac{\sigma_2}{\sigma} = \frac{\sigma_3}{\sigma - 0,45} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{|\sigma_2|(X - 0,45)}{\sigma} = 4,83 \text{MPa}$$

➤ **Détermination des armatures verticales**

$$A_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = \frac{(26,59 + 4,83) \times 0,45 \times 0,45 \times 10^3}{2} = 318,12 \text{t}$$

$$A_{01} = \frac{A_1}{\sigma_0} = \frac{A_1 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{115} = 6,91 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = \frac{\sigma_3(\sigma - \sigma) \times e}{2} = \frac{4,83(0,55 - 0,45) \times 0,20}{2} \times 10^3 = 48,3 \text{t}$$

$$A_{02} = \frac{A_2}{\sigma_0} = \frac{A_2 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{115} = 1,05 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{03} = 1,1 \frac{\sqrt{V}}{\sigma_0} \times \frac{N}{\sigma} = 1,1 \frac{1,4 \times 10}{\sigma_0} \times \frac{N}{\sigma} \times \frac{100}{55} = 1,1 \frac{1,4 \times 47,96 \times 10}{400} \times \frac{0,55}{2} \times \frac{100}{55} = 0,92 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_0 = A_{01} + A_{02} + A_{03} = 6,91 + 1,05 + 0,92 = 8,88 \text{cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,2\% \times S \times \rho_{\min}$$

$$A_{\min} = (0,002 \times 20 \times 55) = 2,2 \text{cm}^2.$$

$$A_0 = 8,88 \text{cm}^2 > A_{\min} = 2,2 \text{cm}^2.$$

➤ **Le diamètre**

$$\square \leq \frac{l \times \square}{10}$$

$$\square \leq \frac{l \times 200}{10}$$

$$\square \leq 20 \text{ cm.}$$

⇒ On adopte : $D = 12 \text{ mm}$.

➤**L'espacement**

• Selon le **B.A.E.L 91 modifiée 99**, on à :

$$\square \leq \square \square \{ 2 \times \square ; 33 \square \} \Rightarrow \square \leq \square \square \{ 2 \times 20 ; 33 \text{ cm} \} \square \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

•Selon le **R.P.A 99/version 2003** , on a :

$$\square \leq \square \square \{ 1,5 \times \square ; 30 \square \} \Rightarrow \square \leq \square \square \{ 1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm} \} \square \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

Donc: $S \square \leq \min \{ \square \square_{\text{BEAL}} ; S \square_{\text{RPA99}} \} \Rightarrow \square \leq 30 \text{ cm}$.

On adopte un espacement de $20 \square \square$

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12** ($A_{\text{adopté}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

➤**Calcul des armatures horizontales**

D'après le **R.P.A99/version 2003**, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit 5T12 ($A_{\text{adopté}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$), avec un espacement de 20cm.

➤**Calcul des armatures transversales**

D'après le **D.T.R-B.C-2,42 et le B.A.E.L 91 modifiée 99**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc 4Ø8 par m².

➤**Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b**

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.d}$

Avec : $\overline{T} = 1,4 T_{\text{cal}}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40% ;

\square : Épaisseur du voile ;

d : hauteur utile , $d=0,9h$;

h : hauteur totale de la section brute , $h = 75 \text{ cm}$.

Cette contrainte est limitée par: $\overline{\tau} = 0,2 \times \square_{\text{C28}} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$.

$$\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.d} = \frac{1,4 \times 47,96 \times 10^3}{200 \times 675} = 0,49 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,49 \text{ MPa} < \overline{\tau} = 5 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

« Donc pas de risque de cisaillement ».

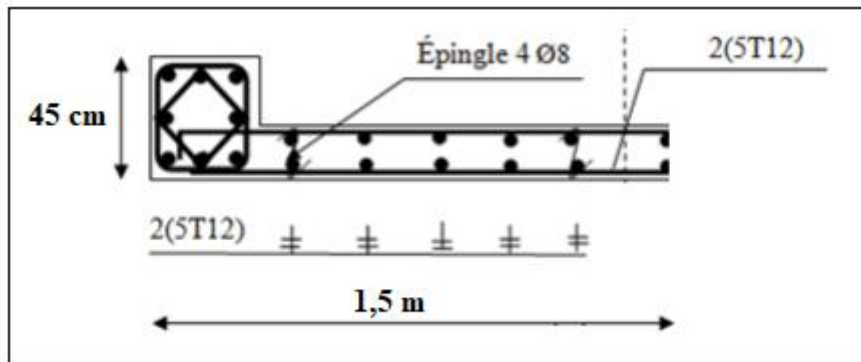


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage d'un trumeau.

VI.8. Conclusion

Les voiles jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du **R.P.A 99/version 2003** qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Chapitre VII

Étude de l'infrastructure

VII. Calcul des fondations

VII.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol. D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1,50 bars à un ancrage de 2,0m.

-Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux semelles, il faut au minimum une distance de 40 cm.
-Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
-Le calcul des fondations se fait comme suit :
 -Dimensionnement à l'**E.L.S** : $N_{ser} = G + Q$;
 -Ferrailage à l'**E.L.U** : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$;
 -Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel :

$$\begin{cases} 0,8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$
 -La facilité de réalisation.

VII.2. Choix du type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol ;
- Les charges transmises au sol ;
- La distance entre axes des poteaux ;
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 1,50bars à une profondeur de 2,00 m.

VII.2.1. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est: $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N: effort normal agissant sur la semelle obtenu par l'ETABS 9.6.0 ;

S:Surface d'appui de la semelle ; $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

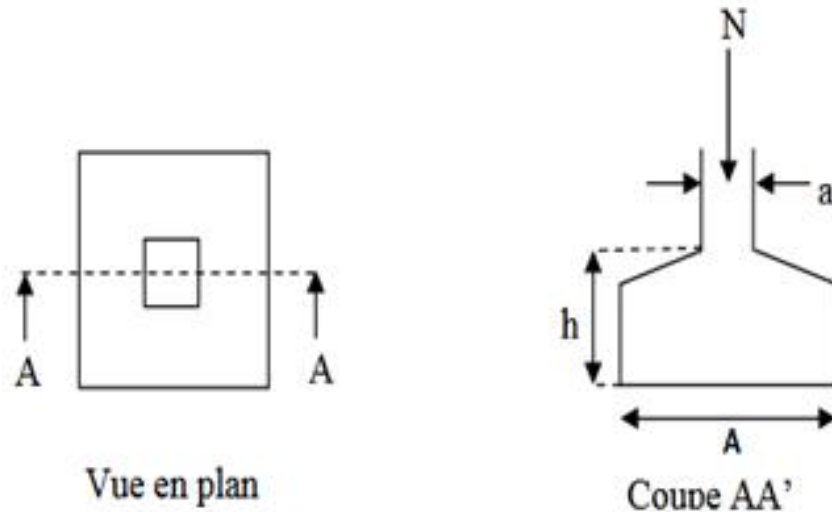


Figure VII. 1 : Schéma d'une semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (B× B), donc S= B².

$$N_s = 948,393 \text{ kN};$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2.$$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{948,393}{150}} \quad \text{AN: } B \geq 2,51 \text{ m.}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3,00m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VII.2.2. Vérification des semelles filantes

Le choix d'une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 3 poteaux.

➤ Selon (X)

Tableau VII. 1: Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisie(m)	S (m ²)
1	5899,757	26,7	1,98	2	53,4
2	5652,833	26,7	1,94	2	53,4
3	5964,587	26,7	1,99	2	53,4

➤Selon (Y)

Tableau VII.2: Section des semelles filantes dans le sens transversal.

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisie(m)	S (m ²)
1	1690,697	11,90	1,06	2	23,8
2	2216,243	11,90	1,21	2	23,8
3	2523,95	11,90	1,29	2	23,8

4	2322,965	11,90	1,24	2	23,8
5	2299,474	11,90	1,23	2	23,8
6	2551,935	11,90	1,30	2	23,8
7	2222,415	11,90	1,22	2	23,8
8	1689,498	11,90	1,06	2	23,8

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ;

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} < 50\% .$$

La surface du bâtiment est : $S_{\text{bâtiment}} = 317,73 \text{ m}^2$.

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{350,60}{317,73} = 1,10 = 110\% > 50\% .$$

La surface totale de la semelle dépasse de 50% la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

VII.2.3. Vérification des radier général

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation ales avantages suivants :

-La surface de la semelle large réduit la forte pression apportée par la structure ;
-La réduction des tassements différentiels ;
-La facilité d'exécution.

VII.3. Définition du radier

Le radier est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en en résistant aux contraintes de sol.

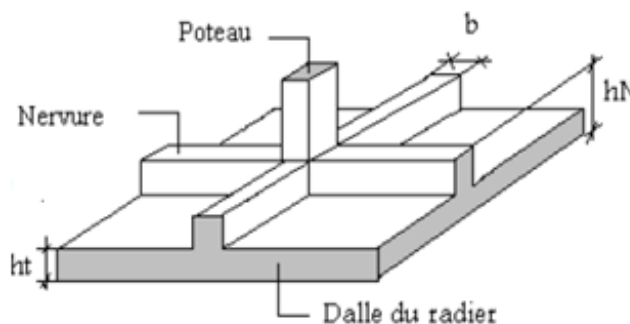


Figure VII.2: Radier général.

VII.3.1. Calcul du radier

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité. (Réaction de sol ≈ poids total de la structure).

VII.3.2. Poids supporté par le radier

- G_T : la charge permanente totale ;
- Q_T : la charge d'exploitation totale.

➤ **Combinaison d'actions**

$$G_T = 18692,06 \text{ KN} = 1869,206 \text{ t} ;$$

$$Q_T = 2536,4 \text{ KN} = 253,64 \text{ t}$$

$$\text{E.L.U} : N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 2903,89 \text{ t} ;$$

$$\text{E.L.S} : N_{ser} = G_T + Q_T = 2122,846 \text{ t}$$

VII.4. Pré-dimensionnement du radier

VII.4.1. Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\text{Avec} : \bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars} = 15 \text{ t/m}^2,$$

$$N = N_{ser} = 2122,846 \text{ t}$$

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{2122,846}{15} = 141,52 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de $D=40\text{cm}$ de deux côté dans un seul direction ce qui nous donne une surface d'assise S_{radier} .

$$L_x = 26,7 \text{ m} ;$$

$$L_y = 11,90 \text{ m}.$$

$$S_{radier} = (26,7 \times 11,90) + (0,4 \times 0,4) \times 4 + (11,9 \times 0,4) \times 2 + (26,7 \times 0,4) \times 2 = 349,25 \text{ m}^2.$$

Avec

L_x : Longueur de bâtiment ;

L_y : Largeur de bâtiment.

VII.4.2. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes.

• **1^{er} condition**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,06 \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 \times f_{c28} \times b}$$

Avec

V_u : l'effort tranchant ultime d'une bande de 1 mètre linéaire $V_u = Q.L / 2$.

$$Q = 1 \text{ m} \times (N_u / S) = 8,32 \text{ t/m}$$

L : Longueur maximal d'une bande 1 m ; $L = 5,0 \text{ m}$.

$$v_u = \frac{(Q \times L)}{2} = \frac{1 \text{ m} \times (N_u / S) \times L}{2} = \frac{1 \text{ m} \times (2903,89 / 349,25) \times 5,0}{2} = 20,79 \text{ t}$$

$$d \geq \frac{20,79 \times 10^3}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,14 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

• **2^{ème} Condition**

De (1) , on a: $d \geq 14 \text{ cm}$

Donc $h \geq (d + c) \Rightarrow h \geq (14 + 5) \Rightarrow h \geq 19 \text{ cm}$

Soit $h = 30 \text{ cm}$ et $d = (0,9 \times 30) = 27 \text{ cm}$.

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à $h_t = 30 \text{ cm}$.

VII.4.3. Vérification de la stabilité au renversement

Quelque soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

($e = M/N \leq B/4$).

$$e = \frac{20,842}{2122,846} = 0,0098 \text{ m} < \frac{10}{4} = 1,5 \text{ m}.$$

VII.4.4. Vérification au poinçonnement (B.A.E.L91 modifiée 99)

$$Q_u \leq 0,05 \cdot u_c \cdot h \cdot \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2(u + v)$$

$$u = a + h_t = 10 + 30 = 40 \text{ cm}$$

$$v = b + h_t = 10 + 30 = 40 \text{ cm}.$$

$$U_c = 2(40 + 40) = 160 \text{ cm}.$$

$$Q_u = 83,2 \text{ KN} \leq 0,05 \times 160 \times 30 \times \frac{2,50}{1,50}$$

$$83,2 \text{ KN} \leq 400 \text{ KN}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VII.4.5. Détermination de la hauteur de la poutre de libage

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

$$\Rightarrow 55,56 \text{ cm} \leq h \leq 83,33 \text{ cm}$$

On prend :

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm} ;$$

$$d = 72 \text{ cm} .$$

VII.5. Vérifications de la poutre de libage

Des contraintes

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b \left[\varpi_r \times S_r + \varpi_p \times b_p \times \sum L_i \right]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [0,3 \times 264,33 + 0,8 \times 0,45 \times 154,9] = 337,65$$

E.L.S:

$$N_{\text{ser}} = 337,65 + 2122,846 = 2460,50 \text{ t}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{2460,50}{349,25} = 07,05 \text{ t/m}^2.$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow 07,05 \text{ t/m}^2 \leq 15 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec:

I : Inertie de la poutre :

$$I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,8)^3/12 = 0,019m^4.$$

E : Module d'élasticité du béton

$$E = 3216420 \text{ t/m}^2.$$

b : Largeur de la poutre

$$b=0,45m.$$

K : Coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,019}{500 \times 0,45}} = 3,29 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5,0 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 5,16 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L_{\max} : La longueur maximale entre nœuds des poteaux.

VII.5.1. Évaluation des charges pour le calcul du radier

$$Q = \sigma_{\max} = (N_u/S) = 08,32 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 0,75 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \Rightarrow Q = \sigma_{\max} - \sigma_{\text{radier}} = 07,57 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de : $Q = 07,57 \text{ t/m}^2$.

VII.5.2. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le B.A.E.L 91 modifiée 99.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VII.5.2.1. Méthode de calcul

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1 ml) et ont pour valeurs :

$$\text{Dans le sens de grande portée } : M_{0x} = \mu_x \times Q \times l_x^2$$

$$\text{Dans le sens de petite portée } : M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

μ_x et μ_y sont des coefficients fonction de α et ν (ν prend 0 à l'E.L.U, 0,2 à l'E.L.S),

(cours béton armé B.A.E.L 91 modifiée 99).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

VII.5.2.2. Calcul du ferrillage

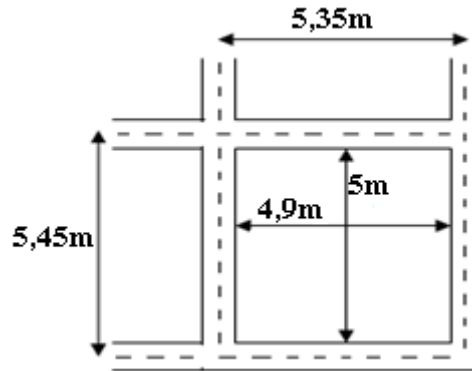


Figure VII.3: Schéma du panneau le plus défavorable.

$\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ Pour tous les panneaux constituant le radier, donc la dalle porte dans les deux sens.

VII.5.2.3. Détermination des efforts

Tableau VII. 3: les moments fléchissant suivant les deux sens.

L_x (m)	L_y (m)	α	Sens(x)				Sens (y)			
			μ_x	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	μ_y	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
4,90	5,00	0,98	0,046	08,36	7,11	4,18	0,969	08,10	6,89	4,05

VII.5.2.4. Calcul des armatures

a) Suivant L_x

➤ En travée

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,11 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 14,17} = 0,069 < \mu_1 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,069 \Rightarrow \beta = 0,964 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,11 \times 10^4}{0,964 \times 27 \times 348} = 07,85 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte

7T12 = 07,92 cm², avec un espacement de 25 cm.

➤ **Sur appuis**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,18 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 14,17} = 0,040 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,040 \Rightarrow \beta = 0,980 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,18 \times 10^4}{0,980 \times 27 \times 348} = 4,54 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte

6T10 = 4,71 cm², avec un espacement de 33 cm

b) Suivant L_y

➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,89 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 14,17} = 0,067 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,067 \Rightarrow \beta = 0,965 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,89 \times 10^4}{0,965 \times 27 \times 348} = 07,60 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte

7T12 = 07,92 cm², avec un espacement de 33 cm.

➤ **Sur appuis**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,05 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 14,17} = 0,039 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,039 \Rightarrow \beta = 0,980 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,05 \times 10^4}{0,980 \times 27 \times 348} = 4,39 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte

6T10 = 4,71 cm², avec un espacement de 33 cm.

VII.5.2.5. Vérification de l'espacement

Dans le sens le plus sollicité :

$$S_t \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (90 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}).$$

$S_t \leq 33 \text{ cm}$Condition vérifiée.

VII.6. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

VII.6.1. Sens longitudinale

a) Calcul des chargements (q_M)

q_M : C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

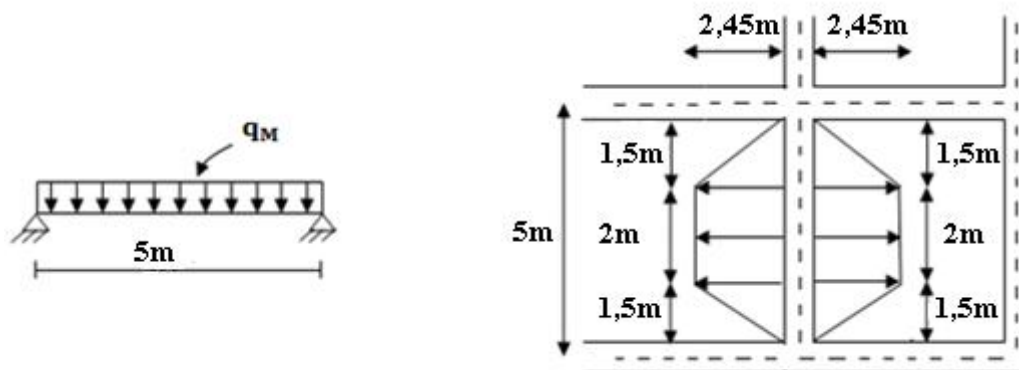


Figure VII.4: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture

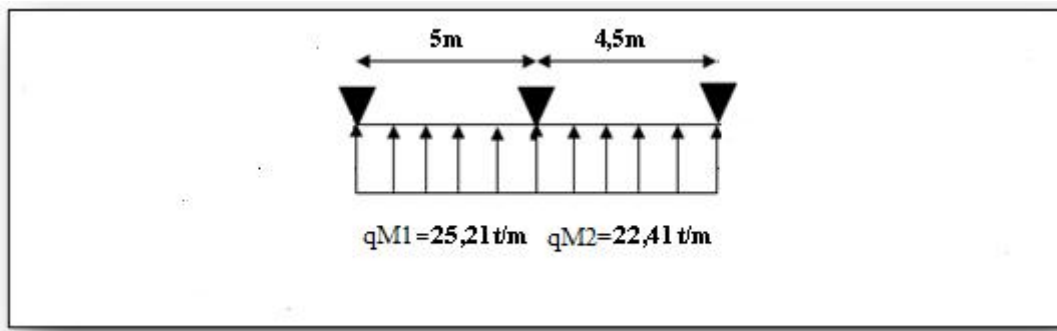
$$q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3.L_{y1}^2} \right) . L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3.L_{y1}^2} \right) . L_{x2} \right]$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_{x1} = 4,90\text{m} \\ L_{y1} = 5\text{m} \\ L_{x2} = 4,90\text{m} \\ q = 07,57\text{t/m} \end{cases}$$

$$q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3.L_{y1}^2} \right) . L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3.L_{y1}^2} \right) . L_{x2} \right]$$

$$q_M = \frac{07,57}{2} \left[\left(1 - \frac{4,90^2}{3 \times 5^2} \right) \times 4,90 + \left(1 - \frac{4,90^2}{3 \times 5^2} \right) \times 4,90 \right]$$

$$q_M = 25,21 \text{ t/m.}$$



b) Calcul du ferrailage

➤En travée

$M_t = 50,49 \text{ t.m}$ est tiré à partir du logiciel de RDM6 .

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{50,49 \times 10^4}{45 \times 72^2 \times 14,17} = 0,153 < \mu_1 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,153 \Rightarrow \beta = 0,916$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{50,49 \times 10^4}{0,916 \times 72 \times 348} = 21,99 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ lit: } 4\text{T16} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit: } 4\text{T16} \Rightarrow A = 24,13 \text{ cm}^2. \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit: } 4\text{T16} \end{cases}$$

➤Sur appuis

$$M_0 = \frac{q_M \times L_{y1}^2}{8} = \frac{25,21 \times 5^2}{8} = 78,78 \text{ t.m.}$$

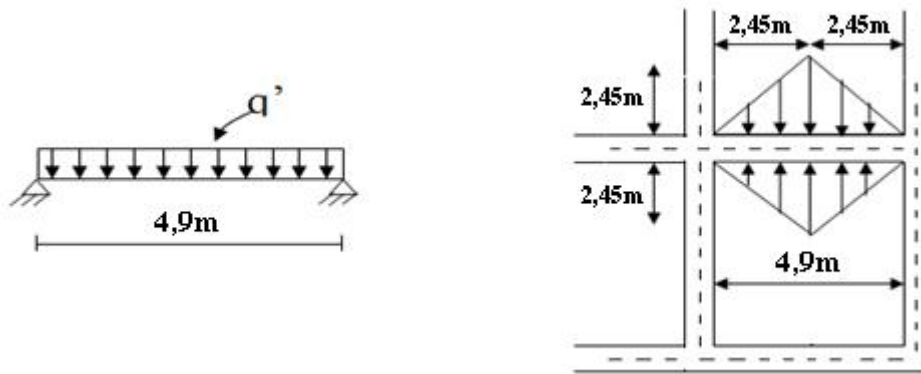


Figure VII.5: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

Tableau VII.4: Ferrailage de la poutre en appuis suivant le sens longitudinal.

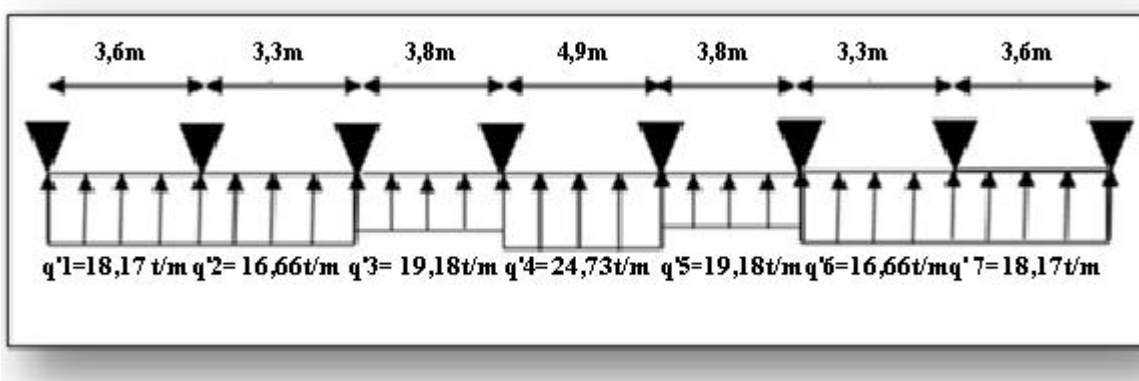
	Intermédiaire	Rive
M_a (t.m)	$0,5 \times M_0 = 39,39$	$0,2 \times M_0 = 15,76$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,119 \rightarrow 0,936$	$0,047 \rightarrow 0,976$
A_{cal} (m ² / ml)	16,79	6,44
$A_{adopté}$ (cm ²)	4T14 (fil) + [4T14 + 4T14] (chap) = 18,47	4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 9,04

VII.6.2. Senstransversale

a) Calcul des chargements (q')

q' : c'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ q' = \frac{2}{3} \times q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 07,57 \times 4,90 = 24,73 \text{ t/m} \right.$$



b) Calcul du ferrailage

En travée

$M_t = 31,87 \text{ t.m} \rightarrow$ tiré à partir du logiciel RDM6 .

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{31,87 \times 10^4}{45 \times 72^2 \times 14,17} = 0,096 < \mu_1 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,096 \Rightarrow \beta = 0,949$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{31,87 \times 10^4}{0,949 \times 72 \times 348} = 13,40 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit: } 4\text{T12} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit: } 4\text{T12} \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit: } 4\text{T12} \end{cases} \Rightarrow A = 13,57 \text{ cm}^2$$

Sur appuis

$$M_o = \frac{q' \cdot L^2}{8} = \frac{24,73 \times 4,90^2}{8} = 74,22 \text{ t.m}$$

Tableau VII.5: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal.

	Intermédiaire	Rive
M_a (t.m)	$0,5 \times M_o = 37,11$	$0,2 \times M_o = 14,84$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,112 \rightarrow 0,940$	$0,045 \rightarrow 0,977$
A_{cal} (m ² / ml)	15,75	6,06
A_{adoptir} (cm ²)	4T14(fil) + [4T14 + 4T14](chap) = 18,47	4T12(fil) + 4T12(chap) = 9,04

➤Armature de peau

Selon le **B.A.E.L 91modifiée 99** la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1 \times f_c) = 80 \text{ cm}$.

Dans notre cas $h_a = 80 \text{ cm}$, donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas Il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

➤Contrainte de cisaillement

$$T_{\text{max}} = 30,41 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{30,41}{0,30 \times 0,72 \times 100} = 1,41 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

VII.6.3. Armature transversale

Diamètre

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(22,85; 10; 60) = 10 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$.

Espacement

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = \min(20 ; 12) = 12 \text{ cm.}$$

on prend $S_t = 15\text{cm}$.

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T12, $A = 4,52\text{cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,71 ; 0,4\text{MPa}) = 0,71 \text{ MPa.}$$

$$\frac{4,52 \times 400}{45 \times 15} = 2,68 > 0,71\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

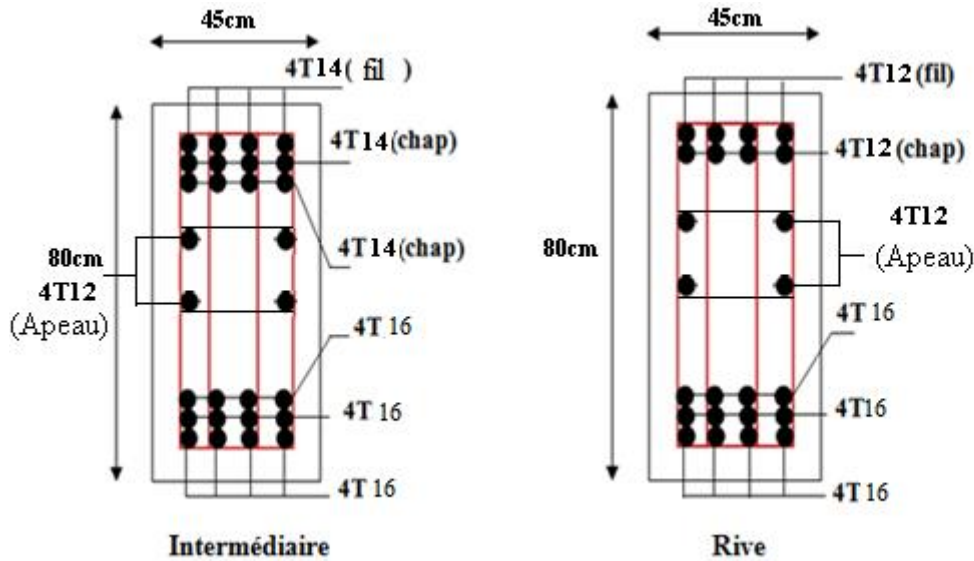


Figure VII. 6 : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinal.

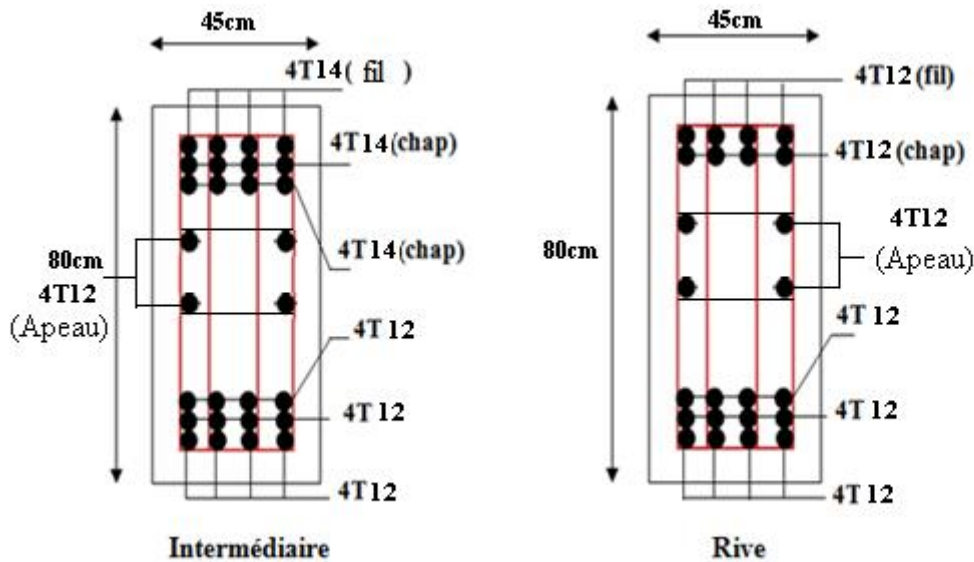


Figure VII.7: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversal.

VII.7.Conclusion :

Après le pré-dimensionnement des semelles (isolée – filantes), on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient que ce type de semelle ne convient pas à notre cas.

Vu la hauteur de la construction et les charges apportés par la superstructure ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et des faibles portances du sol, un radier général a été opté comme type de fondations.

Conclusion

générale

Conclusion générale :

L'étude de ce projet a été très utile pour nous ; car elle nous a donné l'occasion de développer nos connaissances et exploiter tout ce que on a étudié durant les années de spécialité en génie civil.

Dans la conception de ce projet on a utilisé les logiciels ETABS, AUTOCAD. Parmi les avantages de ces logiciels la rapidité d'obtenir les résultats, et l'exactitude des calculs, le pourcentage d'erreur est très faible, et ceci nous a permis de toucher réellement les différents grandeurs et paramètres dynamiques à travers l'application sur le logiciel de modélisation.

L'étudiant de master en génie civil n'est pas calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; et doit prendre en compte une marge de sécurité afin d'éviter les dégâts humains et matériels, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

Enfin, nous souhaitons dans le futur proche suivre dans le domaine de la construction métallique de notre vie professionnelle.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

Règlements et livres

- ♣ DTR B C 2-48 RPA1999/Version2003:Règles parasismiques algériennes.
- ♣ DTR B C 2-41 CBA1993:Règles de conception et de calcul des structures en Béton armé.
- ♣ DTR B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.
- ♣ JEAN PERCHAT ET JEAN ROUX, pratique du B.A.E.L 91. Cours avec exercices corrigés 4eme édition.
- ♣ Cours de béton armé BAEL 91(JEAN-PIERRE MOUGIN).

MÉMOIRES

- ♣ Mémoire Boudierba Bachir et Bouchemla Ali, Etude d'un bâtiment en (R+11) à usage d'habitation et commerciale (2006 ,2007) Université de Tiaret.
- ♣ Mémoire Sahouane Abdelkader, Etude d'un bâtiment d'usage d'habitation en R+10+Sous-sol(2009,2010)Université de Tiaret.
- ♣ MémoireNeggazFatima et Belferar Ouda, Etude d'unetour (R+15) à Usage multiple(habitation, commercial et administratif)(2018,2019) Centre Universitaire de Tissemsilt.
- ♣ Mémoire Radjem Nadja Arbia et Meghit Fatima Zohra, Dimensionnement béton armé d'un batiment en (R+10) A usage multiple(2015,2016) Université de Tiaret.
- ♣ Mémoire Issam Mouzai et Rida Bouchama, Etude d'un bâtiment (R+7+Entresol et Vide sanitaire) contreventé par un système mixte (2016,2017) Université A/Mira de Bejaia.
- ♣ Mémoire Chabane Mohammed Ali Zinelâabidine et Bendahmane Zineb, Etude technique et économique d'un bâtiment (RDC+9 étages)(2013,2014) Université de Tlemcen.
- ♣ Mémoire Chouana Fouzi et Djemedi Fouad, Etude du pavillon de la médecin nucléaire du cantre anti cancer de SETIF à contreventement Mixte avec Sous-sol (2009,2010) Université de FERHAT-ABBAS SETIF.

COURS

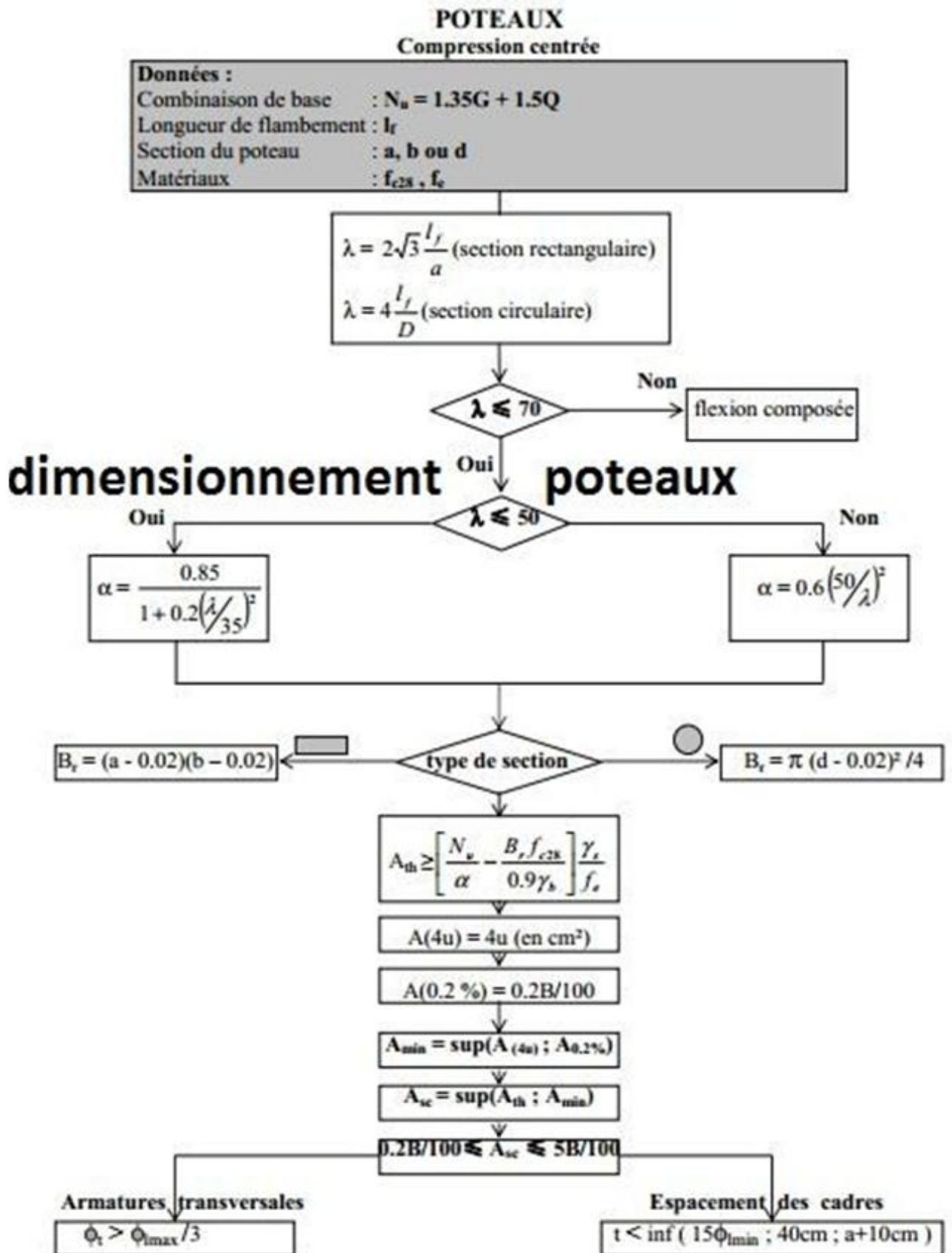
- ♣ Polycopié, Bâtiment (cours avec exercice corrigé), polycopié de Dr Boudierba Bachir CU-TISSEMSILT, année 2018.

LOGICIELS

- ♣ Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.6.0.....Modélisation.
- ♣ EXCEL 2019.
- ♣ WORD 2019.
- ♣ RDM 6.....Calcul.
- ♣ AUTO CAD 2016.....Dessin.

Annexes

Annexe01



Annexe02**SECTION RÉELLES D'ARMATURES***Section en cm² de N armature ϕ en mm.*

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

*Annexe03***DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT
CHARGEES ARTICULEES SUR LEUR CONTOUR**

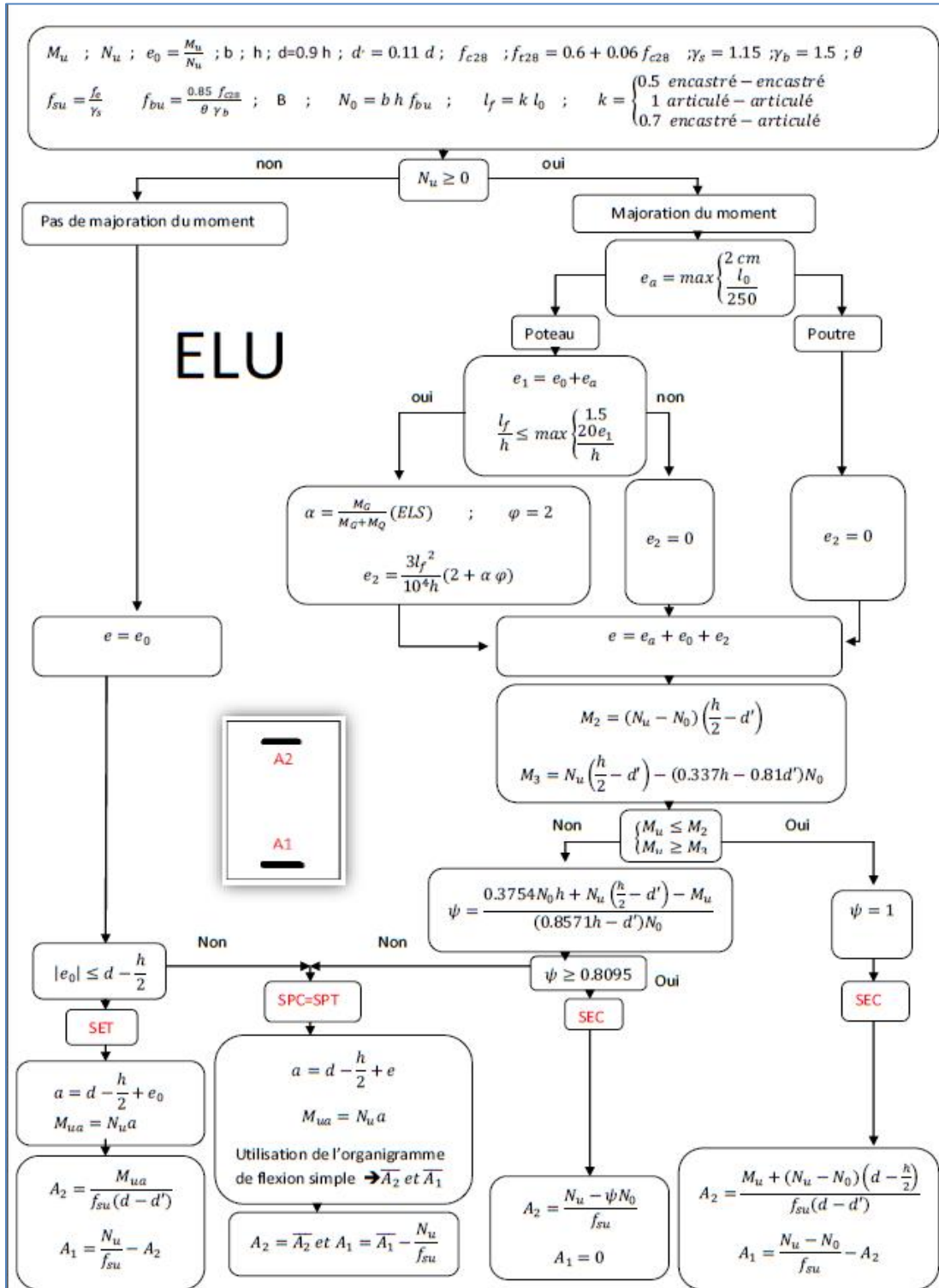
$\alpha = l_x / l_y$	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0.2$)	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.400	0.110	0.250	0.112	0.285
0.410	0.109	0.250	0.111	0.292
0.420	0.108	0.250	0.110	0.300
0.430	0.106	0.250	0.109	0.308
0.440	0.105	0.250	0.108	0.316
0.450	0.104	0.250	0.106	0.323
0.460	0.102	0.250	0.105	0.332
0.470	0.101	0.250	0.104	0.340
0.480	0.099	0.250	0.103	0.349
0.490	0.098	0.250	0.101	0.358
0.500	0.097	0.250	0.100	0.367
0.510	0.095	0.250	0.099	0.376
0.520	0.094	0.250	0.097	0.385
0.530	0.092	0.250	0.096	0.395
0.540	0.091	0.250	0.095	0.405
0.550	0.089	0.250	0.0936	0.4150
0.570	0.087	0.258	0.091	0.436
0.590	0.084	0.282	0.088	0.457
0.600	0.082	0.295	0.087	0.467
0.610	0.081	0.308	0.086	0.478
0.620	0.079	0.321	0.084	0.489
0.630	0.078	0.334	0.083	0.500
0.640	0.077	0.347	0.082	0.512
0.650	0.075	0.361	0.081	0.524
0.660	0.074	0.375	0.079	0.535
0.670	0.072	0.390	0.078	0.547
0.680	0.071	0.403	0.077	0.558
0.690	0.070	0.418	0.076	0.570
0.700	0.068	0.432	0.074	0.582
0.710	0.067	0.447	0.073	0.594
0.720	0.066	0.462	0.072	0.606
0.730	0.065	0.478	0.071	0.619
0.740	0.063	0.494	0.070	0.632

Annexes

0.750	0.062	0.511	0.068	0.645
0.760	0.061	0.527	0.067	0.658
0.770	0.060	0.544	0.066	0.671
0.780	0.058	0.561	0.065	0.684
0.790	0.057	0.579	0.064	0.698
0.800	0.056	0.596	0.063	0.711
0.810	0.055	0.614	0.062	0.725
0.820	0.054	0.631	0.061	0.738
0.830	0.053	0.649	0.060	0.752
0.840	0.052	0.668	0.059	0.766
0.850	0.051	0.686	0.058	0.779
0.860	0.050	0.705	0.057	0.793
0.870	0.049	0.724	0.056	0.807
0.880	0.048	0.744	0.055	0.822
0.890	0.047	0.764	0.054	0.836
0.900	0.046	0.783	0.053	0.850
0.910	0.045	0.804	0.052	0.865
0.920	0.044	0.825	0.051	0.880
0.930	0.043	0.845	0.050	0.894
0.940	0.042	0.866	0.049	0.909
0.950	0.041	0.888	0.048	0.924
0.960	0.040	0.909	0.047	0.939
0.970	0.039	0.932	0.047	0.954
0.980	0.038	0.955	0.046	0.969
0.990	0.038	0.977	0.045	0.985
1.000	0.037	1.000	0.044	1.000

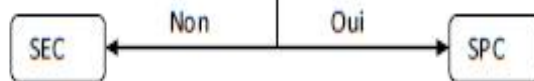
Annexe 04

Flexion composée



Remarque :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} < \mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right)$$



Section minimal

SET

$$A_{min} = B \frac{f_{c28}}{f_e}$$

SPC=SPT

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{c28}}{f_e} b d \frac{e_0 - 0.45 d}{e_0 - 0.185 d}$$

$$\text{Avec } e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

Annexe05

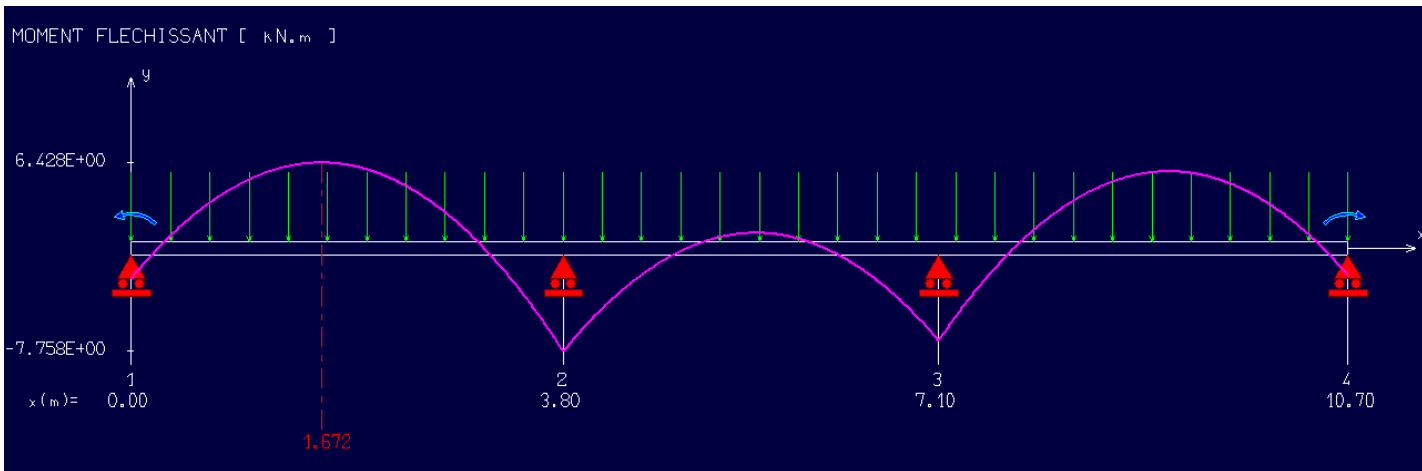


Diagramme des moments fléchissant ,M [KN.m] à ELU selon RDM 6

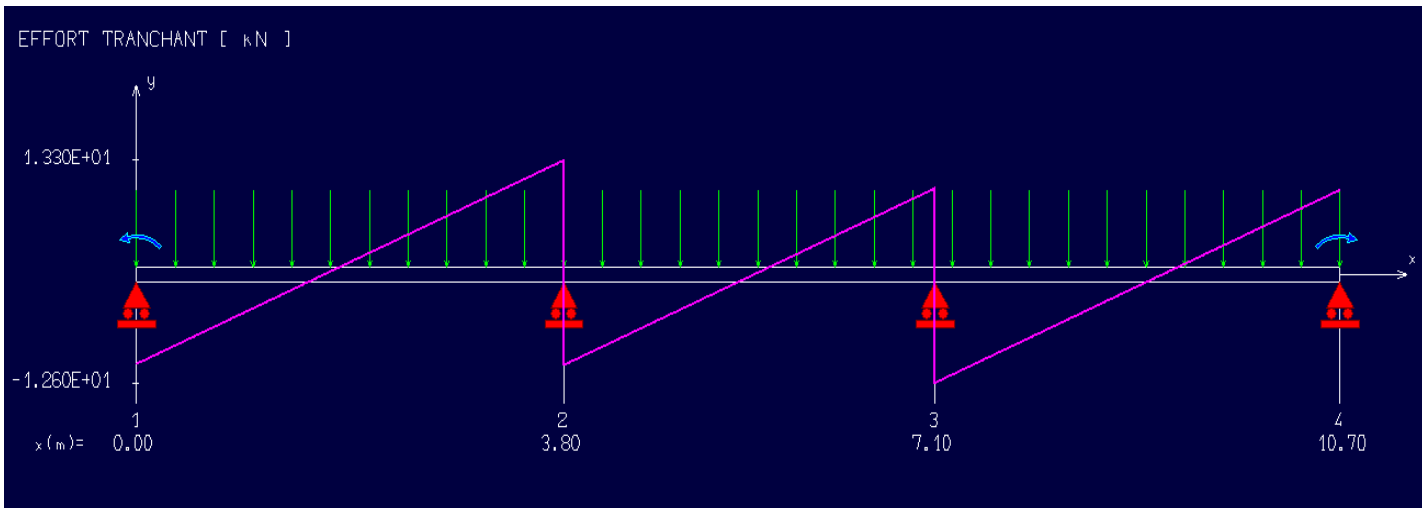


Diagramme des efforts tranchants ,T [KN] à ELU selon RDM 6

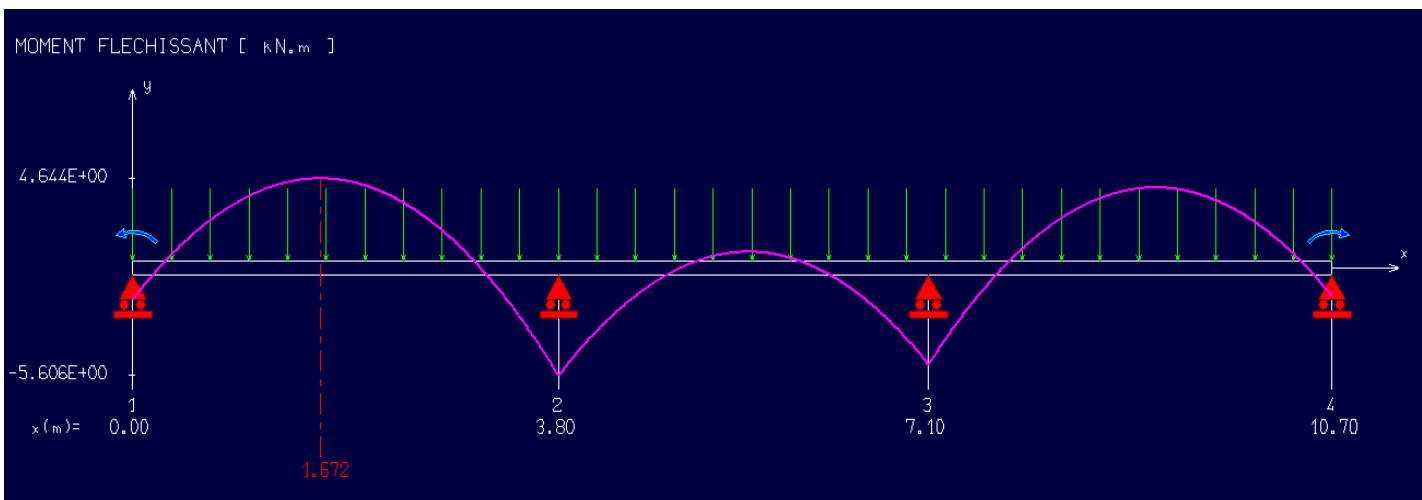


Diagramme des moments fléchissant ,M [KN.m] à ELS selon RDM 6

Annexes

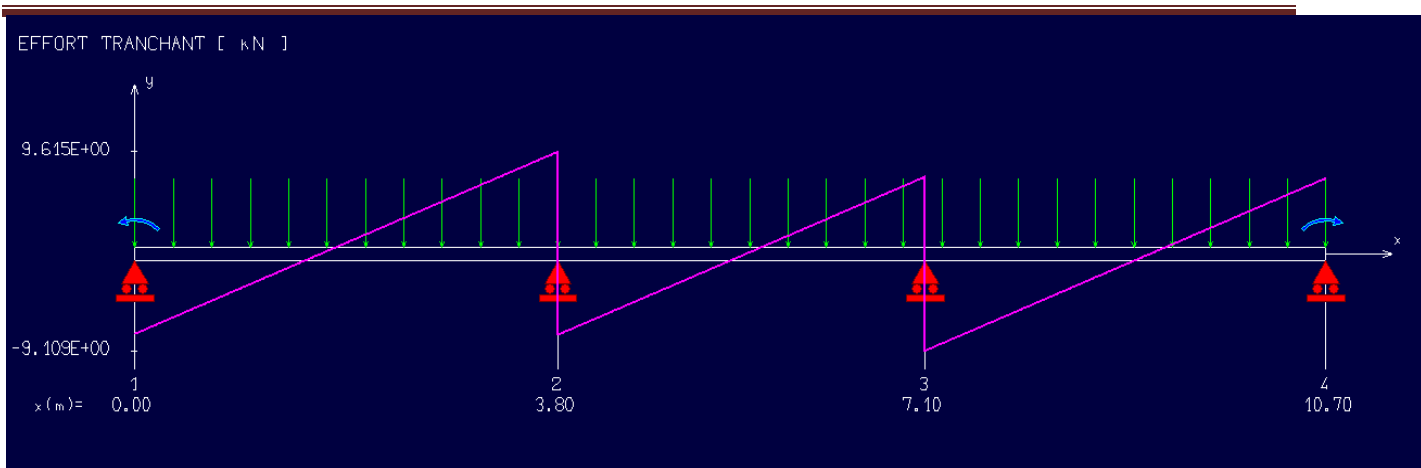


Diagramme des efforts tranchants, T [kN] à ELS selon RDM 6

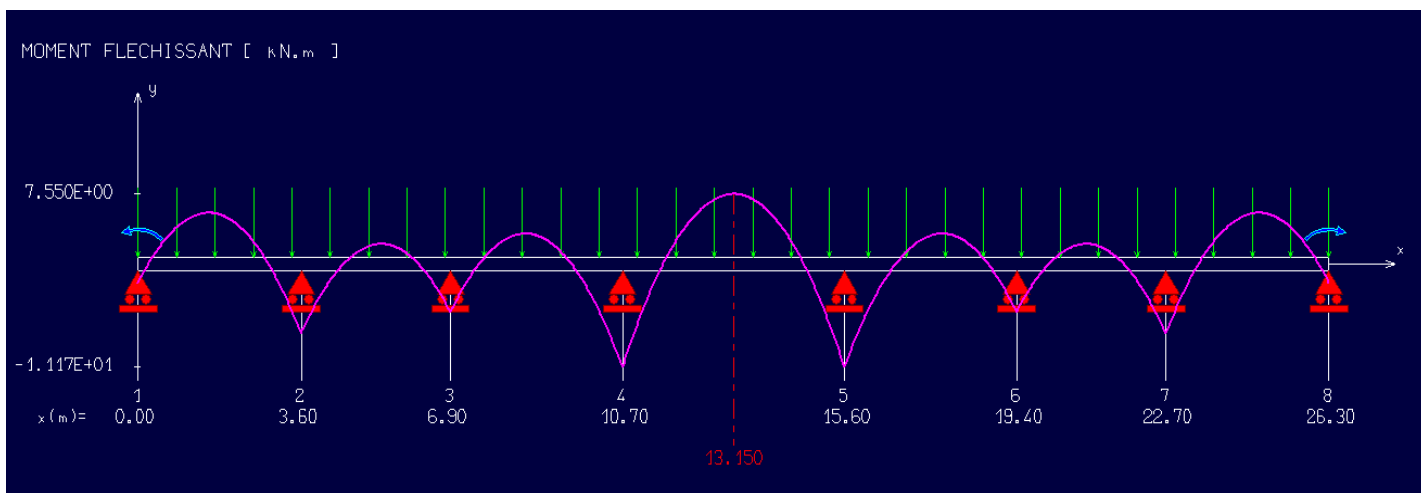


Diagramme des moments fléchissant, M [kN.m] à ELU selon RDM 6

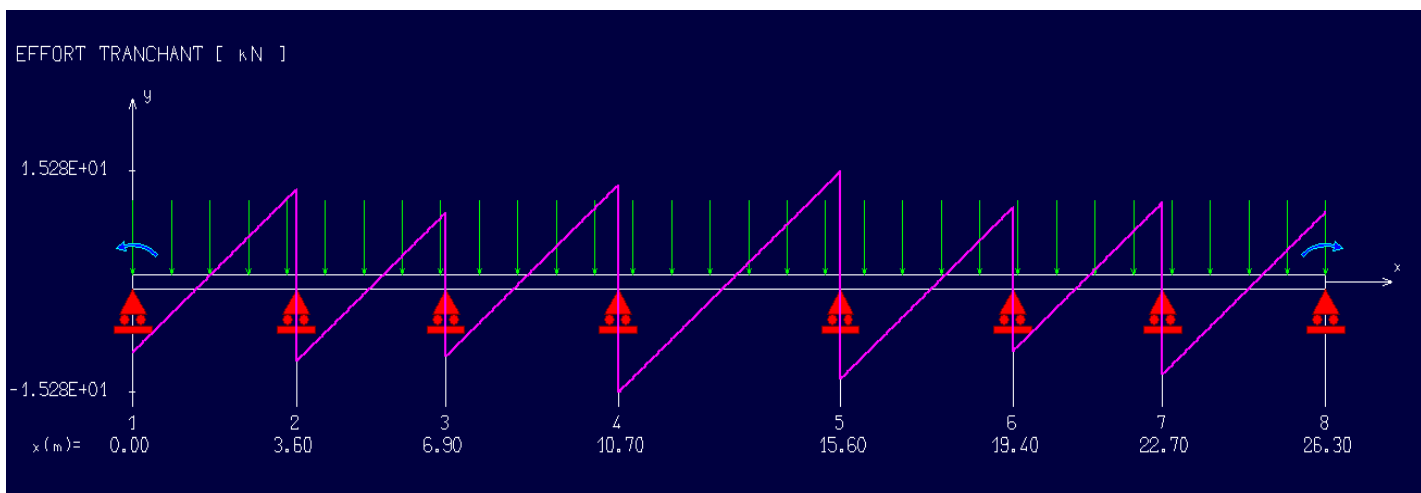


Diagramme des efforts tranchants, T [kN] à ELU selon RDM 6

Annexes

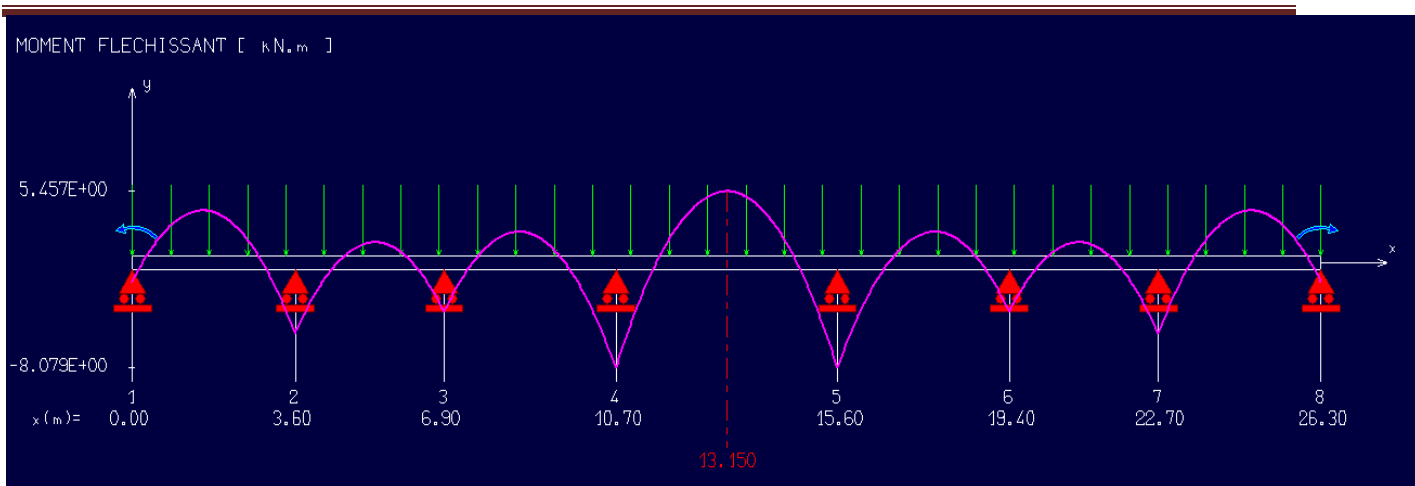


Diagramme des moments fléchissant ,M [kN.m] à ELS selon RDM 6

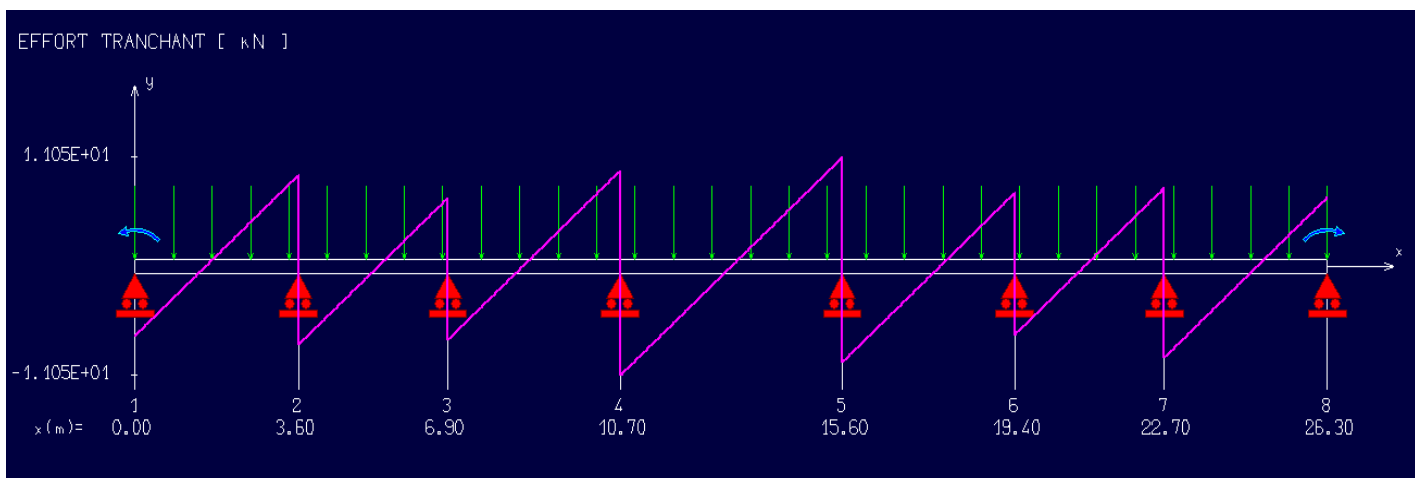


Diagramme des efforts tranchants ,T [kN] à ELS selon RDM 6

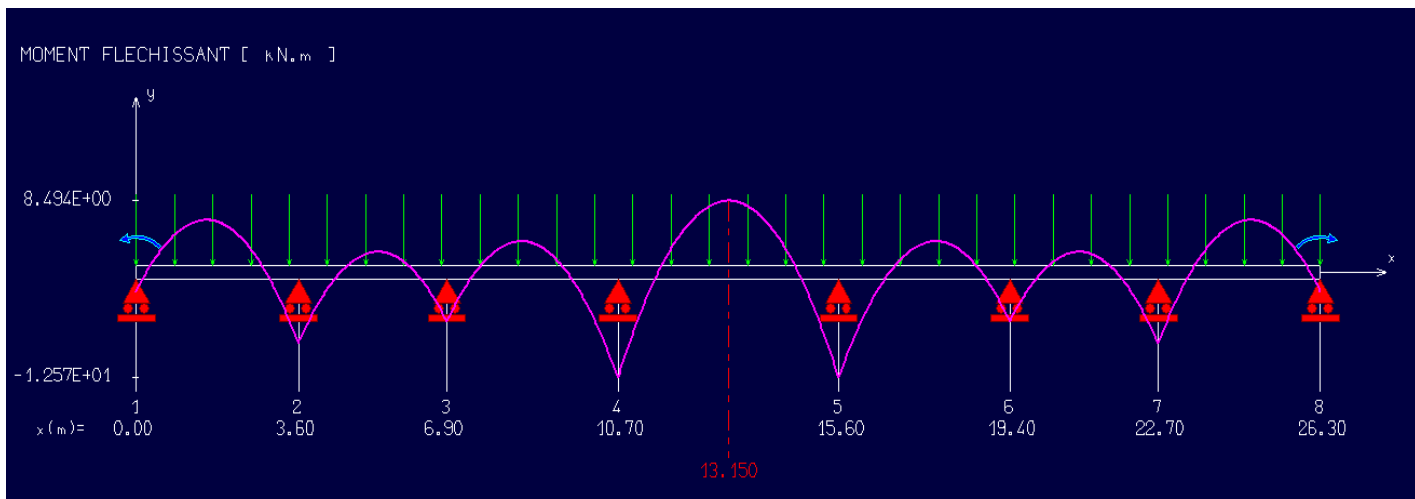


Diagramme des moments fléchissant ,M [kN.m] des poutrelles (terrasse) à ELU selon RDM 6

Annexes

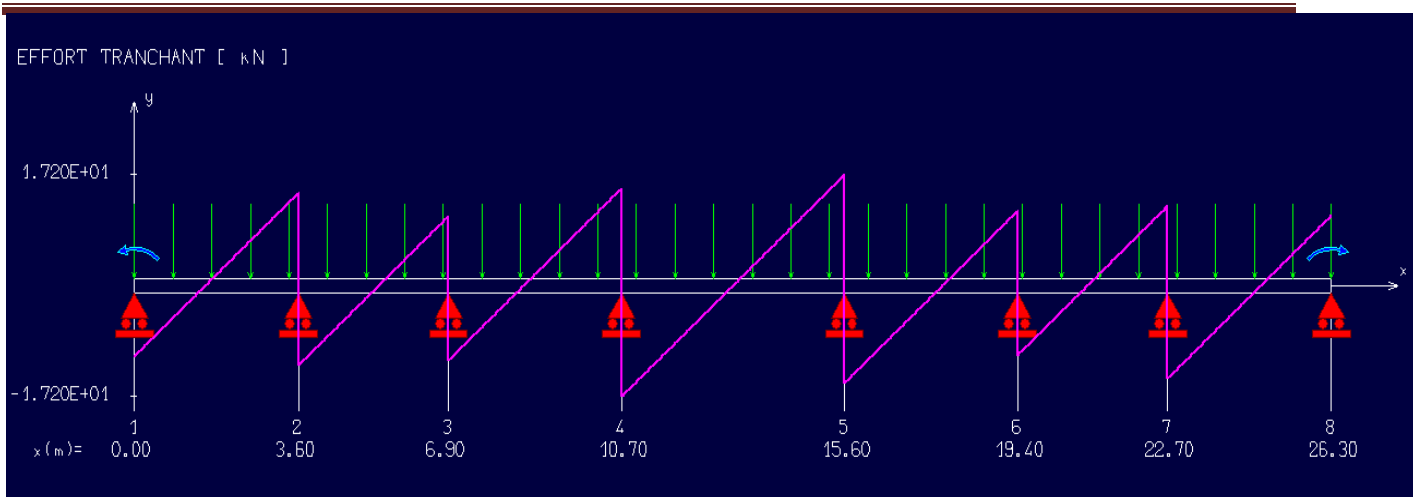


Diagramme des efforts tranchants, T [kN] des poutrelles (terrasse) à ELU selon RDM 6

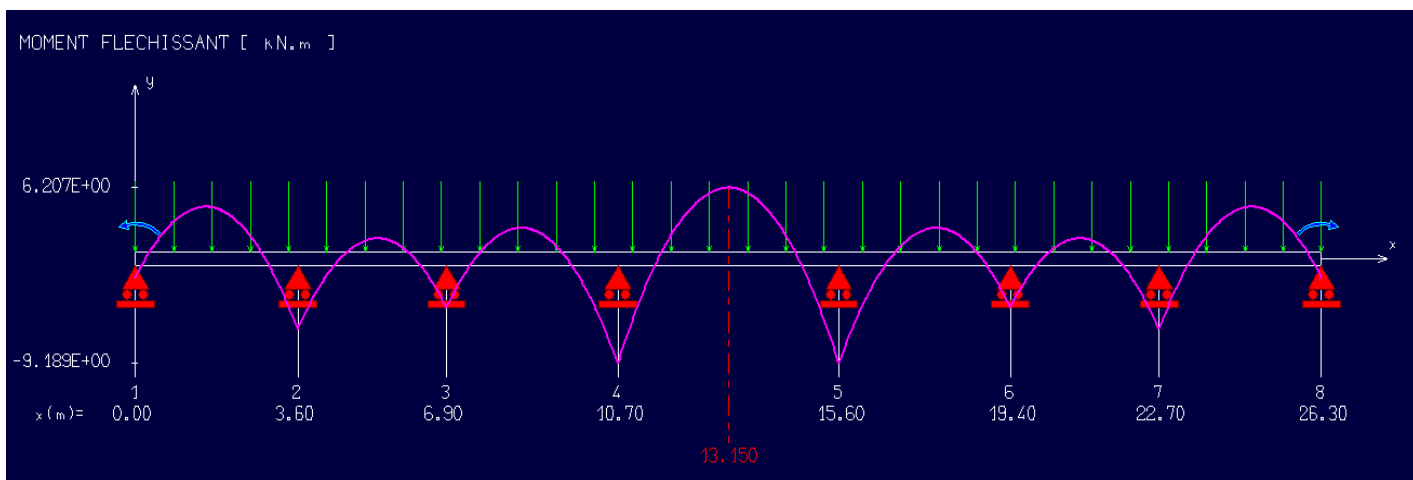


Diagramme des moments fléchissant, M [kN.m] des poutrelles (terrasse) à ELS selon RDM 6

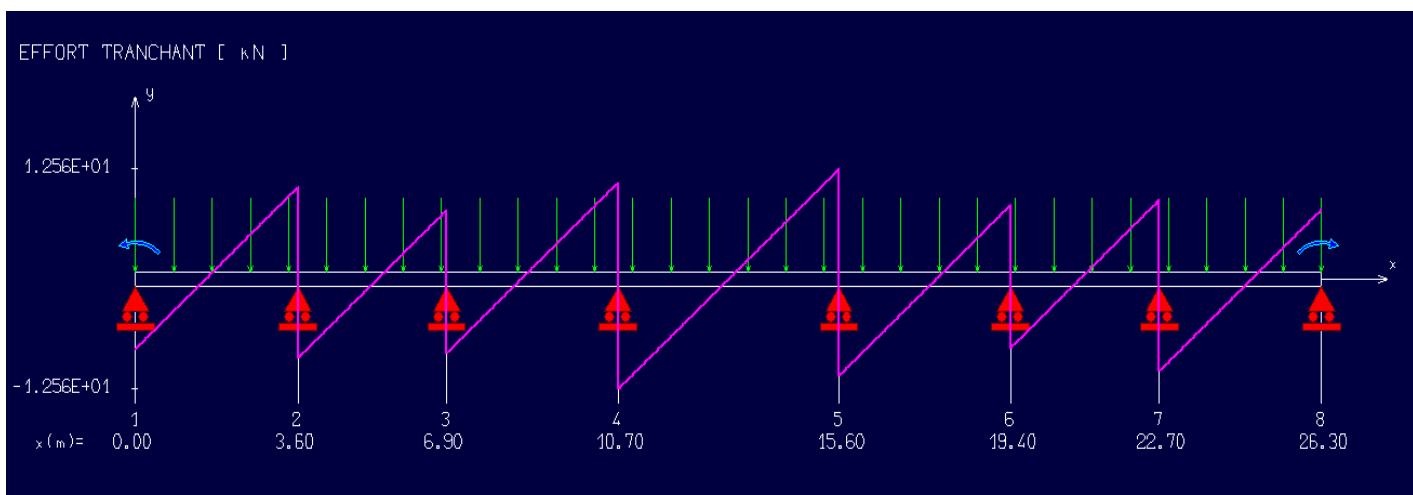
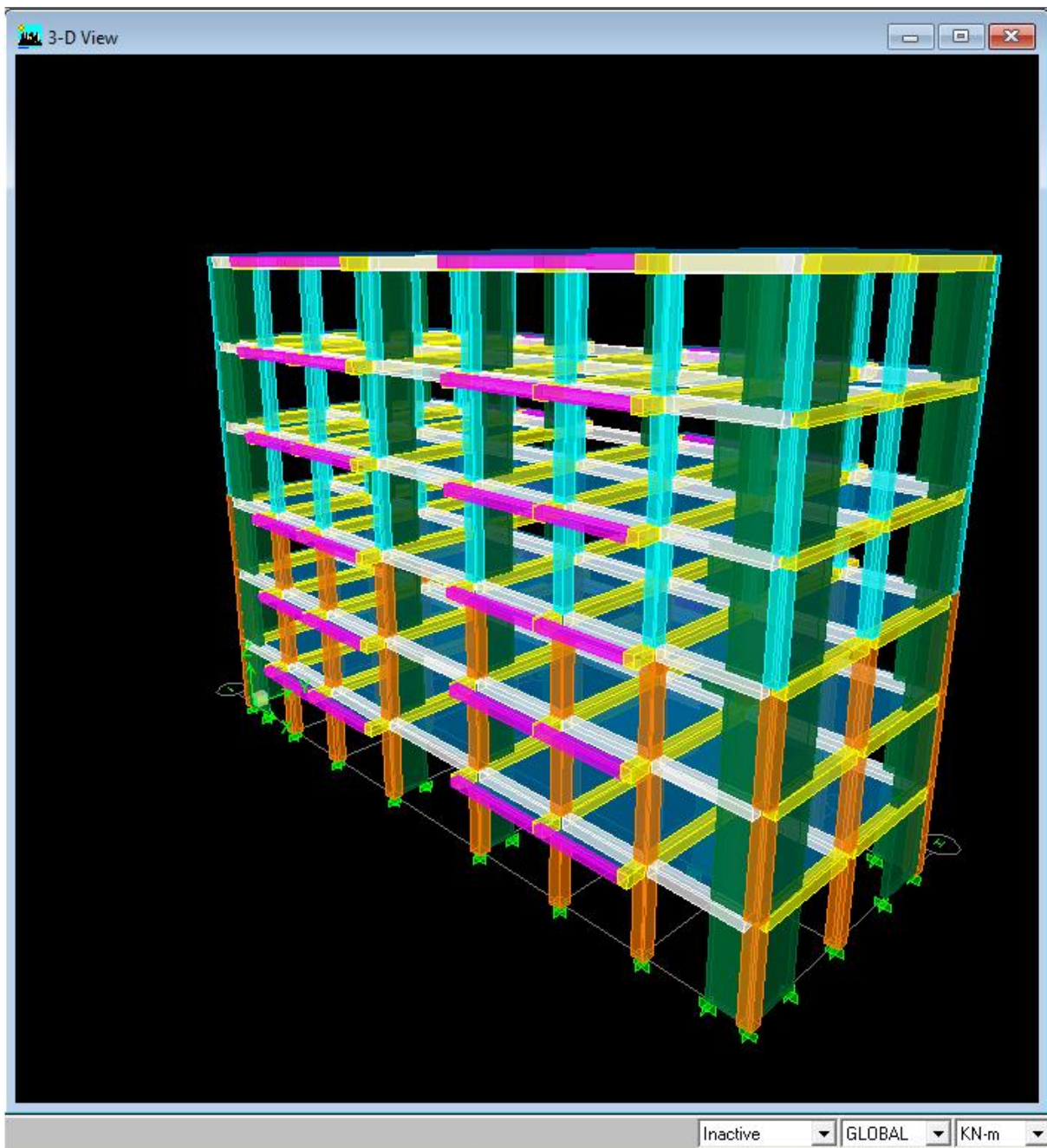


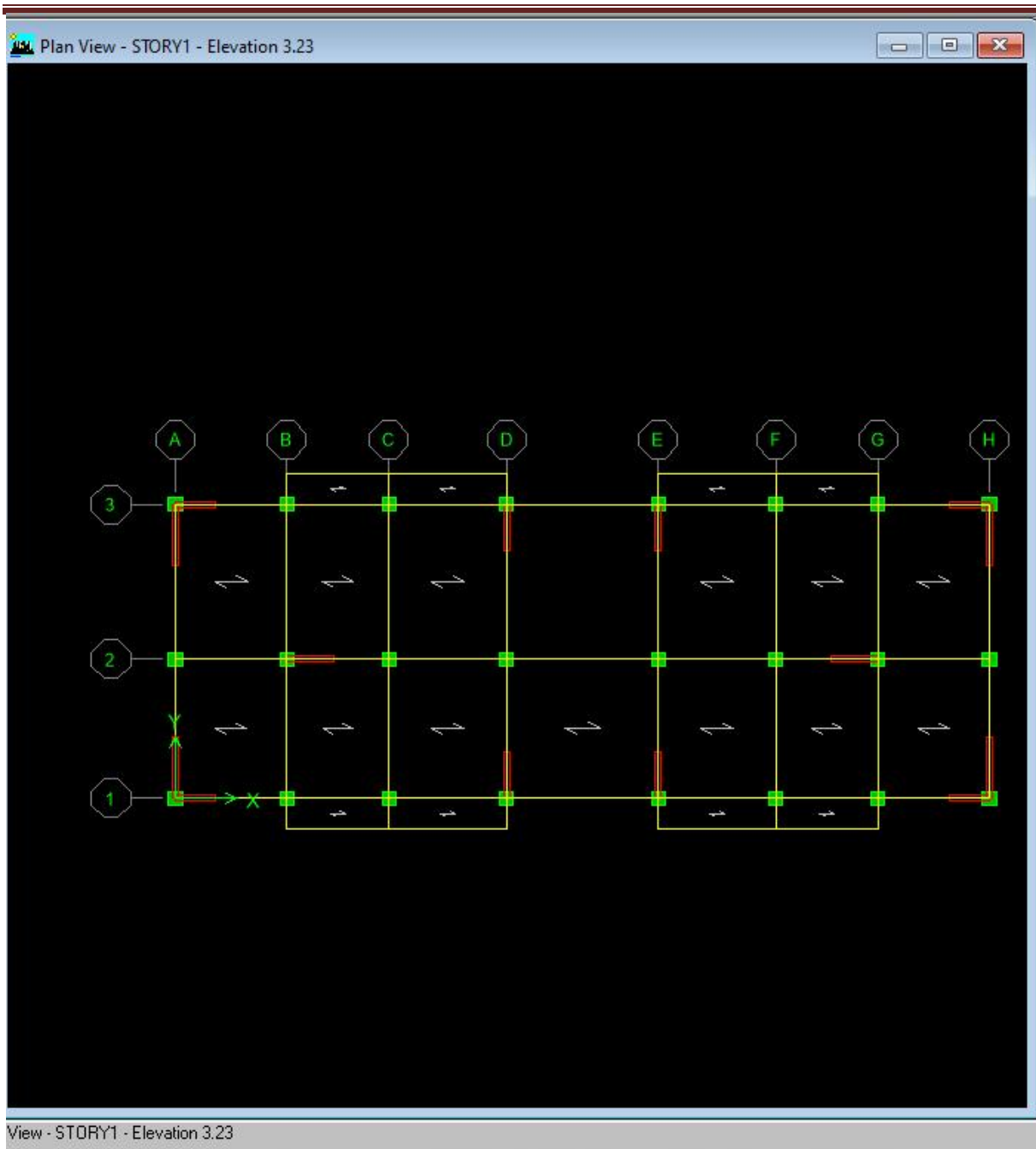
Diagramme des efforts tranchants, T [kN] des poutrelles (terrasse) à ELS selon RDM 6

Annexe 06



3D selon ETABS

Annexes



Vue en plan selon ETABS