



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 : **BENAISSE FATIMA**

ZENAR NOUR EL HOUDA

Thème

Etude d'un bâtiment à usage multiple

Soutenu le, 11 Juin, 2023.

Devant le Jury :

ADIM BELKACEM	Président	M.C.A.	Univ-Tissemsilt
DJEFFEL HOUCINE	Encadreur	M.C.A.	Univ-Tissemsilt
BOUBKEUR TOUFIK	Examineur	M.C.A.	Univ-Tissemsilt

Année universitaire : 2022-2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

* وما توفيقى إلا بالله عليه توكلت وإليه انيب *

TOU d'abord nous remercions **ALLAH**

*le tout-puissant pour tout les capacités et la patience
qu'il nous a accordé pour finir notre carrière de
premier cycle avec succès*

*Nous remercions également notre encadreur
est Nous vous disons **Mr DJEFFAL HOUCINE**
merci pour tous les orientations et les conseils que vous
nous avez donné en vous souhaitant plus de succès
dans votre vie*

*Et un remerciement a **MRS AHOUANE** pour toute
son aide que dieu le protège*

*Nous adressons nos remerciements a tout
les enseignant du département génie civil*

*Nous remercions également les membres de jury d'avoir
accepté de jugé notre travail*

*Nous remercions aussi notre famille pour leur soutien
tout au long de notre parcours scolaire*

Promotion 2022-2023

*Dédicaces******

*Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie
en exprimant*

*La gratitude et la reconnaissance durant toute
notre existence.*

Je dédie ce projet de fin d'étude :

*Ames chers parents ma mère et mon père
Pour leur patience ,leur amour ,leur soutien et leurs
encouragements :*

*A mes sœurs ASMA ET HIBA et mon frère
AHMED pour leur amour durable pour moi qui
a contribué a mon succès*

*A mes cousine MARWA ET MERIAM que
Dieu les sauve pour moi
Et a tout la famille ZENAR*

*Et A Tout Les Professeurs qui m'a appris
au long de mon parcours universitaire*

Merci à tous.

*Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie
en exprimant*

******Z.HOUDA*



*Dédicaces*****

Je tiens à remercier *Allah*, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail, fruit de longues années d'études :

- Premièrement a « *MON PAPA* »
- à mes chers parents qui mon toujours encouragés et soutenus« *Grande Amour et Respect a Vous*».

- A mes chers frères et sœurs.

KHOUIDER, ABD ELHAMID, HALIMA, ELHADJA

Et a Mon Papillon « *FARAH IBTISSEM* »

- A toute mes familles de prés ou de loin.

- A toutes mes amis.

MOHAMED, NACIRA, FATIMA, DAOUDIA, HADJER

A tous ceux que j' aime et qui m' aiment

- Toute la promotion « 2022-2023 » de Master en *GENIE CIVIL*

A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.

******B .FATIMA**



Sommaire

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Les plans.....16

Introduction générale.....24

Chapitre I:Présentation de projet et caractéristiques des matériaux

I.1 Introduction :25

I.2 Présentation De Projet :25

I.3 Caractéristiques Géométriques25

I.4 conception de la structure :25

I.5 caractéristique des matériaux:28

I.6 Actions et Sollicitations :32

I.7 Justification des sections soumises a des sollicitations normales :34

I.8 Justifications Vis-à-vis Des Sollicitations Tangentes :40

Chapitre II:pre dimensionnement des elements et évolution desente de charge

II.1. Introduction :40

II.2. Descente De Charge :40

II.3 Pre Dimensionnement Des Eléments Structuraux :44

II.3.1. Pre-Dimensionnement Des Planchers :44

II.3.2. Prédimensionnement Des Poutres :46

II.3.3. Pre-Dimensionnement Des Poteaux :47

II.3.4. Pre-Dimensionnement Des Voiles :51

II.4. Conclusion :52

Chapitre III:calcul des planches

III.1.Introduction :	53
III.2.Dimensionnement Des Poutrelles :	53
III.3.Methode De Calcul Des Poutrelles :	54
III.3.1.Methode Forfaitaire :	54
III.4. Etude Des Planchers A Corps Creux :	56
III.4.1.Etude Des Poutrelles :	56
III.4.1.1.Etude Des Poutrelles Rdc , Etages Courants :	56
III.4.1.2. Étude Des Poutrelles (Plancher Terrasse) :	68
III.4.2.Calcul Le Ferrailage De La Dalle De Compression :	79

Chapitre IV:ferrailage des éléments non structuraux

IV.1.Introduction :	85
IV.1Etude de l'acrotère :	85
IV.1.1.Calcul des s sollicitations :	85
IV.1.2Vérification :	86
IV.1.3.Calcul du ferrailage :	86
IV.2.Balcon :	89
IV.2.1.Introduction :	89
IV.2.2.Exemple de calcul (type 1) :	90
IV.2.3 calcul du ferrailage :	90
IV.2.3.Vérifications :	91
IV.3.Exemple de calcul (type 2) ;	93
IV.3.1Calcule du ferrailage;	94
IV3.2Vérification :	95
IV.4 Escaliers:	99
IV.4.1 Introduction :	99

IV.4.2 terminologie :	99
IV.4.3Dimensions de 1ère s volée:	101
IV.4.4Dimensions de 2ère s volée :	107
IV.5. Etude de la poutre brisée :	114

Chapitre V:etude sismique

V.1.Introduction :	118
V.1.1Causes du séisme :	118
V.1.2Effets du séisme sur les structures:	118
V.2.L'étude sismique :	118
V.2.classifications. des zones sismiques :	118
V.2.2Objectif de l'étude dynamique:	119
V.3Méthode de calcul :	119
V.3.1Méthode statique équivalente :	119
V.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale :	119
V.3.4Les étapes générales de calcul de structure sur logiciel :	119
V.5Modélisation des structures:	119
V.5.1Présentation du logiciel ETABS V9.7.2 :	120
V.5.2Démarches de modélisation sur ETABS V9.7.2 à suivre :	120
V.6 Évaluation des efforts sismique :	121
V.6.1Calcul de la force sismique totale :	121
V.6.1Coefficient d'accélération de zone A :	122
V.6.2.Facteur d'amplification dynamique moyenne« D » :	122
V.6.3Pourcentage d'amortissement critique « ξ » ;	122
V.6.4.Le facteur de correction d'amortissement « η » :	123
V.6.5.Coefficient de comportement de la structure« R » ;	123
V.6.6.Le facteur de qualité de la structure est fonction de « Q » :	125
V.6.8.La masse de la structure « W » :	126
V.7.1Disposition des voiles de contreventement :	127

V.8 Caractéristiques géométriques de bâtiment :	132
V.8.1.Calcul des coefficients de participation modale ;.....	133
V.8.2.Vérification de la période :.....	134
V.8.3 Vérification la résultante des forces sismiques :	134
V.8.3.Calcul de l'effort tranchant :.....	135
V.9 Déplacement relatif admissible:	136
V.9 .1.Vérification de l'effet P- Δ :.....	137
V.10.Conclusion :	137

Chapitre VI :Etude de portique

VI.1. Introduction ;	139
VI.2. Les combinaisons de calcul :	139
VI.3 .Ferrailage des portiques:	140
VI.3.1. Ferrailage des poutres :	140
VI.3.1.1. Méthode de calcul :	140
VI.3.1.2. Ferrailage Poutre Principale :	141
VI.3.1.2.1. Détermination Des Sollicitations :	141
VI.3.1.2.2. Calcul les armatures longitudinales :	144
VI.3.1.2.3. Vérification de la contrainte de cisaillement :	144
VI.3.1.2.4. Calcul des armatures transversales :	144
VI.3.1.3.Poutre secondaire (30x35) :	146
VI.3.1.3.1. Détermination Des Sollicitations ;	146
VI.3.1.3.2. Calcul les armatures longitudinales :	147
VI.3.1.3.4. Calcul des armatures transversales :	149
VI.3.2 Ferrailage des poteaux :	152
VI.3.2 .1. Méthode de calcul :	152
VI.3.2.2 Ferrailage Poteaux RDC (40x40) :	154
VI.3.2.2.1 Calcul les armatures longitudinales :	154
VI.3.2.2.2. Calcul des armatures transversales :	156
VI.3.2.3 Schéma de ferrailage des poteaux :	157

VI.4.Conclusion :	159
-------------------------	-----

Chapitre VII:etude de voile

VII.1 Introduction :.....	160
VII.2 Le système de contreventement :.....	160
VII.2 .1. Calcul du système de contreventement :.....	160
VII.2 .2.Conception :.....	160
VII.2 .3.La méthode de calcul du voiles :.....	160
VII.3 ..Les recommandations du RPA99 :.....	162
VII.3 .1.Armatures verticales :.....	162
VII.3 .2 .Armatures horizontales :.....	162
VII.3 .3Armatures transversales :.....	163
VII.4 Ferrailage des voiles :.....	163
VII.4.1 Exemple calcul :.....	163
VII.4.2.Détermination des contraintes :.....	163
VII.4 .2.1.Calcul des armatures verticales :.....	164
VII.4.3. Effort de traction :.....	165
VII.4.4 Pourcentage minimal d'armature :.....	165
VII.4.5. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :.....	165
VII.4.6 Calcul des armatures horizontales :	166
VII.4.7.Calcul des armatures transversales :.....	167

Chapitre VIII:etude De l'infrstructure

VIII.1.Introduction :	168
VIII.2.Choix du type de fondations :	168
VIII.2.2. Confirmation du choix :	168
VIII.2.2.1Vérification des semelles isolées :	169
VIII.2.2.2. Vérification des semelles filantes :	169

VIII.3.Etude du radier général :	170
VIII.3.1. Définition du radier :	171
VIII.3.2. Calcul du radier :	171
VIII.3.2. 1. Pré-dimensionnement du radier :	171
VIII.3.2. 1.2.Détermination de la hauteur de la poutre de libage :	172
VIII.3.2. 2. Les vérification :	173
VIII.3.3.Ferraillage du radier :	174
VIII.3.3.2.Ferraillage des poutres de libages :	178
VIII.4. Schéma de ferraillage :	181
VIII.5.Conclusion :	181
Conclusion générale :.....	183
Notationet symboles :.....	184
Références bibliographie	

Liste Des Tableaux

Tableau I.7 : Caractéristiques des Aciers :	31
Tableau II.1: Charge Parmanante Du Plancher Terrasse.....	40
Tableau II.2: Charge Parmanante Des Planchers Etages Courants Et RDC.....	41
Tableau II.3: Charge parmanante Du Plancher (Dalle Pleine).....	42
Tableau II.4: Charge Parmanante Du Balcon (Dalle Pleine).....	42
Tableau II.5: Charge Parmanante Des Murs Extérieurs.....	42
Tableau II.6: Charge Parmanante Des Murs Intérieurs.....	43
Tableau II.7: Charges D'exploitation Des Divers Eléments.....	43
Tableau II.8: Dégression Des Charges D'exploitations.....	44
Tableau II.9: Tableau Récapitulatif Des Sections Des Poteaux Par Types.....	51
Tableau III.2: Rapport Entre Les Travées Successives.....	57
Tableau III.3 : Tableau Récapitulatif Des Sollicitations Des Poutrelles Etages Courant Et (RDC)...	60
Tableau III.4 : Vérification Des Compressions.....	66
Tableau III.5: Evaluation Des Charges Sur Les Poutrelles (Terrasse).....	68
Tableau III.6 : Rapport Entre Les Travées Successives.(Terrasse).....	68
Tableau III.7 : Tableau Récapitulatif Des Sollicitations Des Poutrelles (Terrasse.....	69
Tableau III.8 : Vérification Des Compressions.....	74
Tableau IV.2 : Vérification Des Contraintes En Travée.....	91
Tableau IV.3 : Vérification Des Contraintes En Appui.....	97
Tableau IV.4: Charges Et Surcharge Du Paillasse Volée 1.....	98
Tableau IV.5: Charges Et Surcharge Du Palier Volée 1.....	102
Tableau IV.6 : Charges Et Surcharge Du Paillasse Volée 2.....	102
Tableau IV.7 : Charges Et Surcharge Du Palier Volée 2.....	108
Tableau IV.8 : Vérifications De La Poutre Palière.....	109
Tableau V.1: Coefficient D'accélération De Zone A.....	122
Tableau V.2 : Pourcentage D'amortissement Critique « ξ » (Tableau 4-2 RPA99.....	123
Tableau V.3: valeurs Du Coefficient CT (Tableau 4-6 RPA99).....	123

Tableau V.4: Valeurs de T1 et T2.....	124
Tableau V.5 : Valeurs du coefficient de comportement R.....	125
Tableau V.6: Valeurs Des Pénalité Pq.....	126
Tableau V.7: Les Valeurs De Poids Des Différents Niveaux.....	127
Tableau V.8: Centre De Rigidité Et Centre De Masse De La Structure.....	133
Tableau V.9: Participation Des Masses Cumulées.....	134
Tableau V.10: Déplacement Relatif Admissible Suivant Le Sens X	135
Tableau V.11: Déplacement Relatif Admissible Suivant Le Sens Y.....	136
Tableau V.12: Vérification A L'effet P- Δ	137
Tableau VI.1 : Les Données De Calcul Des Poutres	140
Tableau VI.2: Les Sections Minimales Et Maximales.....	141
Tableau VI.3 : Récapitulatif Des Sollicitation En Poutre Principale	142
Tableau VI.4: Récapitulatif Ferrailage Des Différents Niveaux (Poutres Principales).....	145
Tableau VI.5: Récapitulatif Des Sollicitation En Poutre Secondaire	146
Tableau VI.6: Récapitulatif Ferrailage Des Différents Niveaux (Poutres Secondaire).....	150
Tableau VI.7: Les Données De Calcul Des Poteaux	152
Tableau VI.8: Les Sections Minimales Et Maximales Imposée Par Le R.P.A 99/v2003....	153
Tableau VI.9 : Section D'acier Minimale.....	153
Tableau VI.10 : Choix Des Armatures Longitudinale Des Poteaux.....	155
Tableau VI.11: Choix Des Armatures Transversales.....	157
Tableau VI.12: Vérification Au Flambement Des Poteaux Des Différents Etages.....	158
Tableau VII. 1: Tableau Récapitulatif Du Ferrailage Des Voiles.....	167
Tableau VIII.2: Les Moments Fléchissant Suivant Les Deux Sens.....	175

Liste Des Figures

FIGURE I.1 : Différents Niveaux	26
FIGURE I.2 : Plancher Corps Creux	26
FIGURE I.3 : Delle Pleine	27
FIGURE I.4 : Evaluation De La Résistance F_{cj} En Fonction De L'âge	29
FIGURE I.5 : Diagramme (Contrainte- Déformation) De L'acier	30
FIGURE I.6: Diagrammes Contraintes - Déformations Du Béton	32
FIGURE I.7: Diagramme Rectangulaire Simplifié	35
FIGURE I.8 : Diagramme Contrainte Déformation De L'acier :.....	36
FIGURE I.9 : Diagramme Des Déformations Limites De La Section.....	37
FIGURE II.1: Plancher Terrasse En Corps Creux.....	40
FIGURE II.2 : Plancher Etage Courant, R.D.C.....	41
FIGURE II.3: Plancher (Dalle Pleine).....	42
FIGURE II.4 : Détail Mur Extérieur.....	43
FIGURE II.5 : Détail D'un Mur Intérieur.....	43
FIGURE II.6 : Coupe Du Plancher A Corps Creux.....	44
FIGURE II.7 : Dimensionnement des poutrelles.....	45
FIGURE II.8 : Le Poteau Le Plus Sollicité.....	49
FIGURE II.9: Pré-dimensionnement Des Voiles.....	52
FIGURE III.1 : Dimensionnement Des Poutrelles.....	53
FIGURE III.2: Diagrammes Des Moments Corrigés.....	54
FIGURE III.3: Diagramme De L'effort Tranchant.....	55
FIGURE III.4: La Section De La Poutrelle Calculée (en T).....	61
FIGURE III.5: Position De L'axe Neutre.....	62
FIGURE III.6: Compression De La Bille D'about.....	65
FIGURE III.7: Ferrailage Des Poutrelles De Rive.....	68

FIGURE III.8: Ferrailage Des Poutrelles Intermédiaire.....	68
FIGURE III.9: Position De L'axe Neutre.....	70
FIGURE III.10: Compression De La Bille D'about.....	73
FIGURE III.11: Ferrailage Des Poutrelles De Rives.....	78
FIGURE III.12: Ferrailage Des Poutrelles Intermédiaires.....	78
FIGURE III.13 : Schéma De Ferrailage De La Dalle De Compression.....	79
FIGURE III.14 : Panneau Rive De Dalle Le Plus Sollicité.....	80
FIGURE III.15: Schéma Ferrailage Supérieur Du Panneau De La Dalle Pleine.....	84
FIGURE IV. 1: Coupe Verticale De L'acrotère.....	85
FIGURE IV. 2: Schéma Du Ferrailage D'acrotère.....	89
FIGURE IV. 3: Schéma Du Balcon.....	90
FIGURE IV. 4 : Schéma De Ferrailage Du Balcon.....	93
FIGURE IV.5 : Schéma Du Balcon.....	93
FIGURE IV.6 : Ferrailage De Balcon.....	99
FIGURE IV. 7: Schéma De L'escalier.....	100
FIGURE IV.8 : Vu En Plan D L'escalier.....	100
FIGURE IV.9 : Schéma Statique De L'escalier.....	101
FIGURE IV.10: Diagramme De L'effort Tranchant D'escalier Volée 01et 03.....	104
FIGURE IV.11: Diagramme De Moments Volée 01et 03.....	104
FIGURE IV.12 : Schémas Du Ferrailage De La Volée I De L'escalier Type I	107
FIGURE IV. 13 : Schéma Statique De L'escalier	107
FIGURE IV. 14 : Diagrammes De Efforts Tranchant (,T) De L'escalier Volée 02.....	111
FIGURE IV.15: Diagrammes Moments Et (M,T) De L'escalier Volée 02.....	111
FIGURE IV.16 : Schémas Du Ferrailage De La Volée I De L'escalier Type 2.....	114
FIGURE IV.17 : Ferrailage De La Poutre Brisée.....	117
FIGURE V.1: Spectre De Réponse.....	121

FIGURE V.2 : Disposition Des Voiles.....	128
FIGURE V.3: Vue En 3D Du Modèle Obtenu Par Logiciel ETABS V9.7.4.....	129
FIGURE V.4: Première Mode Principal De Vibration Suivant X.....	130
FIGURE V.5: Deuxième Mode Principal De Vibration Suivant Y	131
FIGURE V.6: Troisième Mode Principal De Vibration En Torsion.....	132
FIGURE VI.1 : Schéma De Ferrailage Des Poutres Principale.....	151
FIGURE VI.2 : Schéma de Ferrailage Des Poutres Secondaire	153
FIGURE VI.3 : Zone Nodale.....	154
FIGURE VI.4 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux	159
FIGURE VII. 1: La Section Du Voile Est Entièrement Comprimée.....	161
FIGURE VII. 2: La Section Du Voile Est Entièrement Tendue.....	162
FIGURE VII . 3: La Section Du Voile Est Partiellement Comprimée.....	163
FIGURE VII. 4 : Disposition Des Armatures Dans Les Voiles.....	163
FIGURE VII.5: Schéma De Ferrailage De Voile.....	164
FIGURE VIII.1: Schéma D'une Semelle Isolée.....	169
FIGURE VIII.2: Schéma D'une Semelle Filante.....	170
FIGURE VIII.3: Radier General.....	171
FIGURE VIII.4: Ferrailage De La Poutre De Libage Suivant Le Sens Longitudinal.....	181
FIGURE VIII.5: Ferrailage De La Poutre De Libage Suivant Le Sens Transversale.....	181

Résumé

Ce projet contient une étude détaillée d'un bâtiment d'usage multiple (R+4) plus étage commercial , notre structure est implanté dans la wilaya de Tisssilt . Classée en zone de moyenne sismicité(IIa) selon le RPA99 version 2003 .Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments ont été établis conformément aux règlement applicables en vigueur à savoir (B.A.EL91modifié99,RPA99V2003)

Ce travail est divisé a plusieurs parties , la première partie c'est la description générale et la définition des caractéristiques des matériaux utilisés .et En deuxième partie, on fait un prédimensionnement des différents éléments de l'ouvrage(Poteux, poutres) avec les descentes de charges ,après le ferrailage des éléments secondaire (l'acrotère , Balcon ,l'escalier) et on passe à l'étude sismique à l'aide du logiciel(ETABS V 9.7.4) qui nous permet de calculée le ferrailage des différentes éléments résistants de la structure. a la fin nous avons étudié l'infrastructure du bâtiment

المخلص

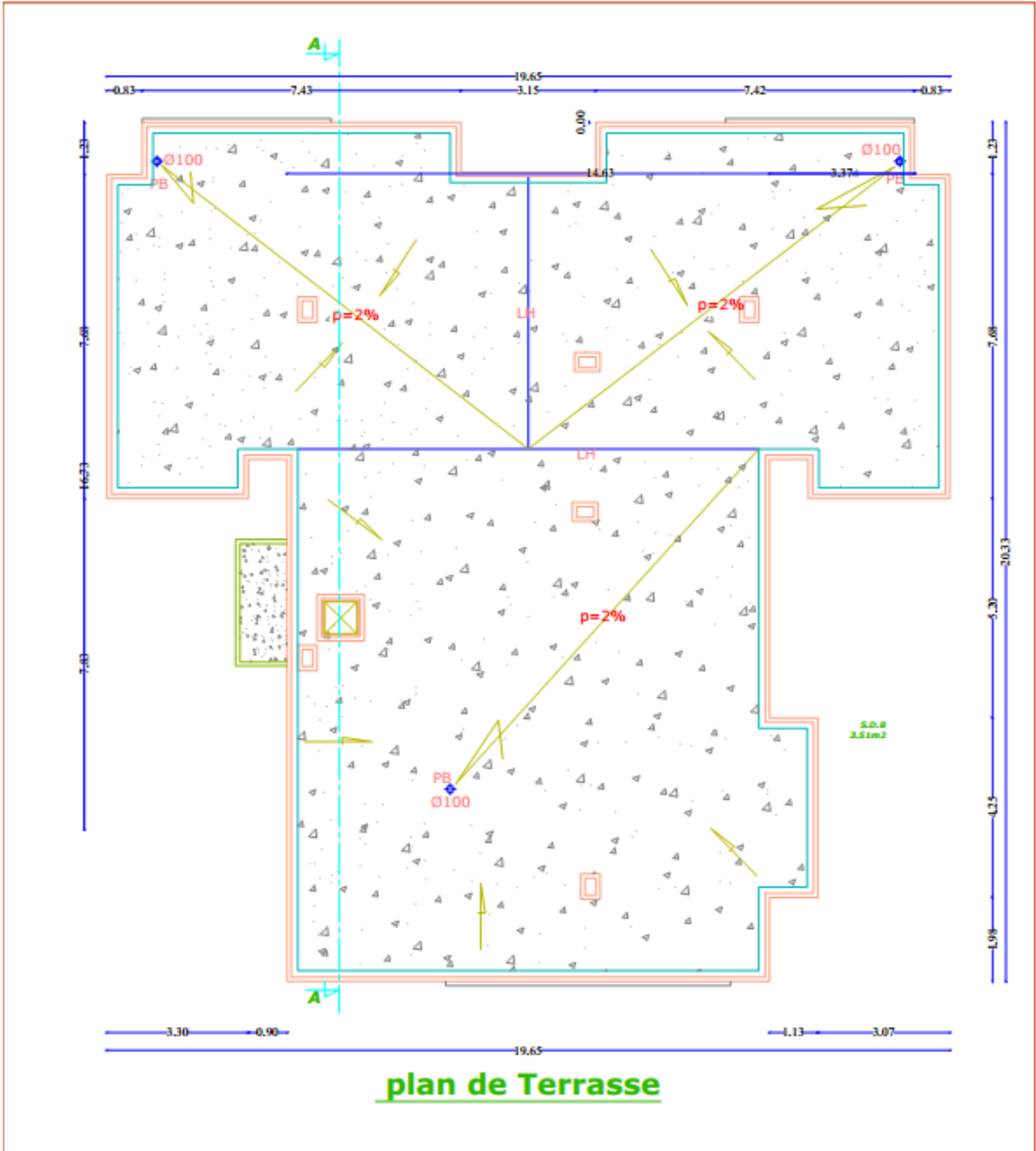
يحتوي هذا المشروع على دراسة تفصيلية لمبنى متعدد الاستخدامات (R+4) بالإضافة الى طابق تجاري يقع هيكلنا في ولاية تسمسيلات المصنفة كمنطقة زلزالية متوسطة (Iia) وفقا لاصدار (RPA992003) تم تحديد ابعاد وحساب التعزيز لجميع العناصر وفقا للوائح المعمول بها وهي (B.A.E.L99 معدلة RPA2003.99) ينقسم هذا العمل الى عدة أجزاء ، الجزء الأول هو الوصف العام وتعريف خصائص المواد المستخدمة ، وفي الجزء الثاني نقوم بعمل ابعاد مسبقة للعناصر الأساسية مع عرض حمولة جميع العناصر (أعمدة روافد) ، بعد ها ننتقل الى دراسة العناصر الثانوية (الشرفة، السلم) بعدها قمنا بدراسة ديناميكية للهيكل باستخدام البرنامج ETABS 9.7.4 الذي من خلاله تمكنا من حساب التعزيزات المختلفة لعناصر مقاومة للهيكل . وفي الأخير قمنا بدراسة البنية تحتية للبنية

Abstract

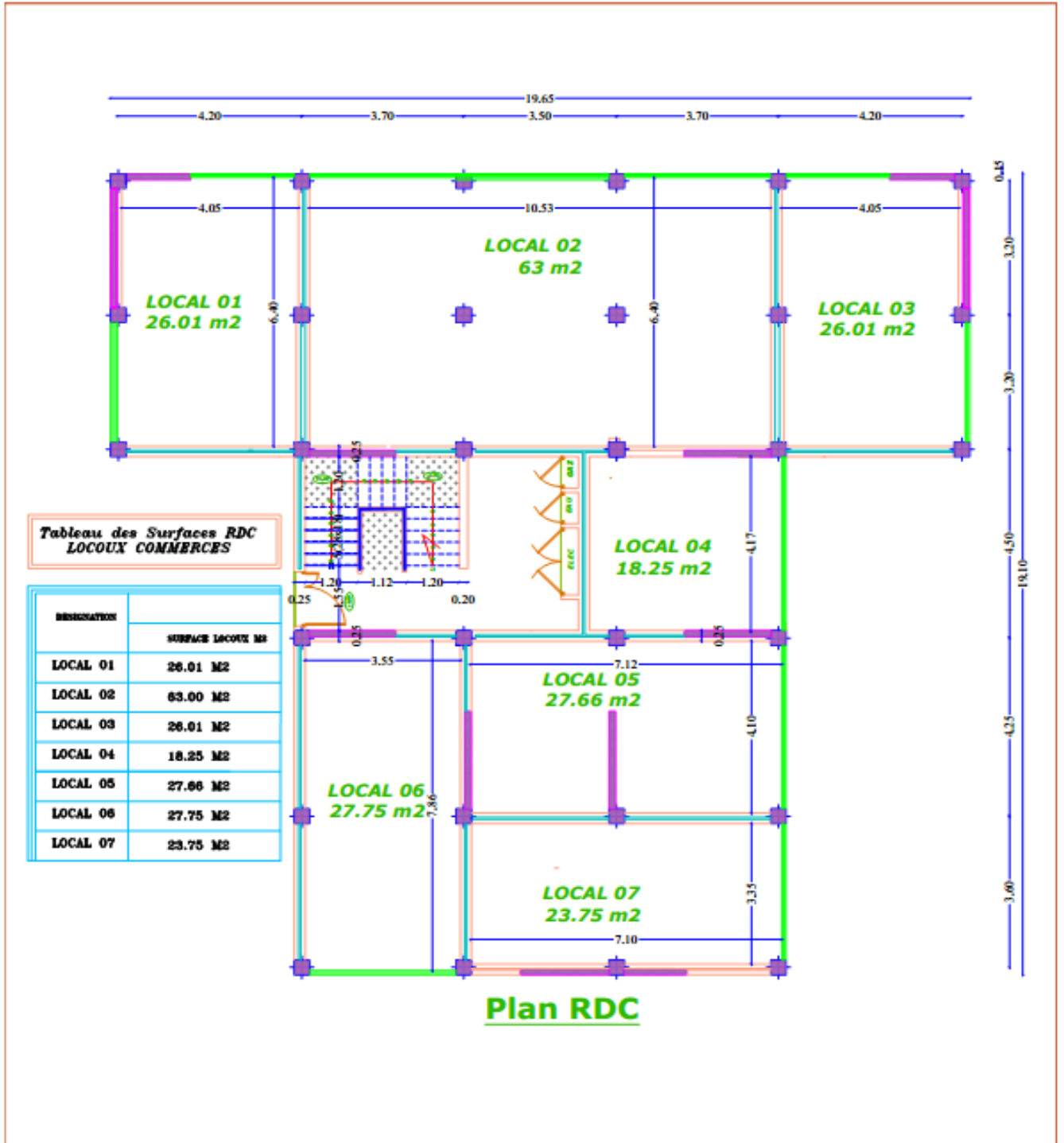
His project contains a detailed study of a multiple use building (R+4)plus commercial floor our structure is located in the wilaya of Tissmsilt classified in zone of average seismicity (IIa) according to the RPA99 version 2003. The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the elements were established in accordance with applicable regulations in force namely (B.A.E.L 91 modified 99,RPA99v 2003)

This work is divided into several parts the first part is the general description and the definition of the characteristics of the materials used and in the second part , we make a PR dimensioning of the different elements of the work (poles , beams) with the descents of loads after the Reinforcement of the secondary elements (the acroterion ,balcony , the staircase) and we move on to the seismic study using the software (ETABS 9.7.4) which allows us to calculate the reinforcement of the different resistant elements of the structure . Finally we studied the infrastructure of the building

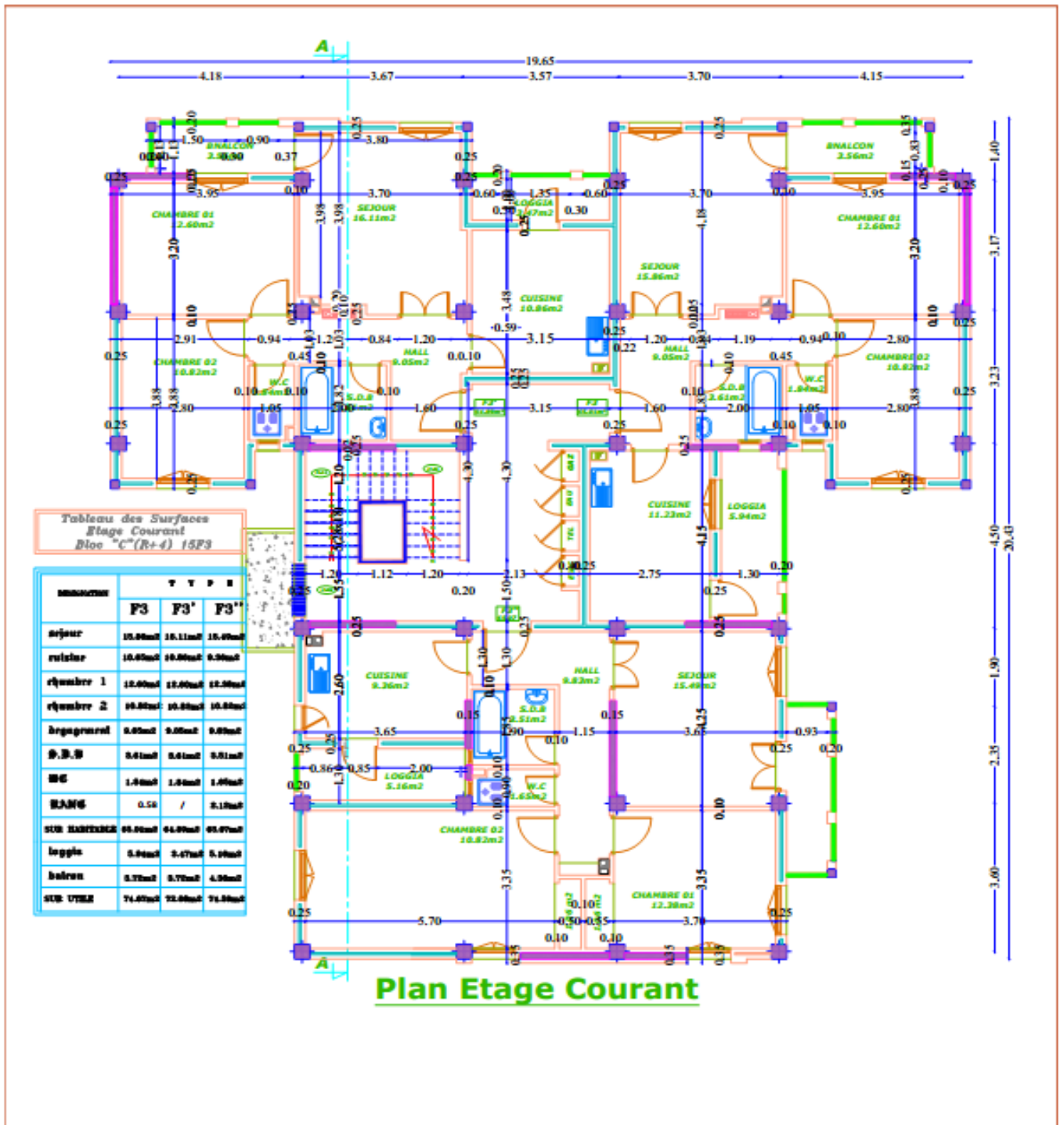
Les plans

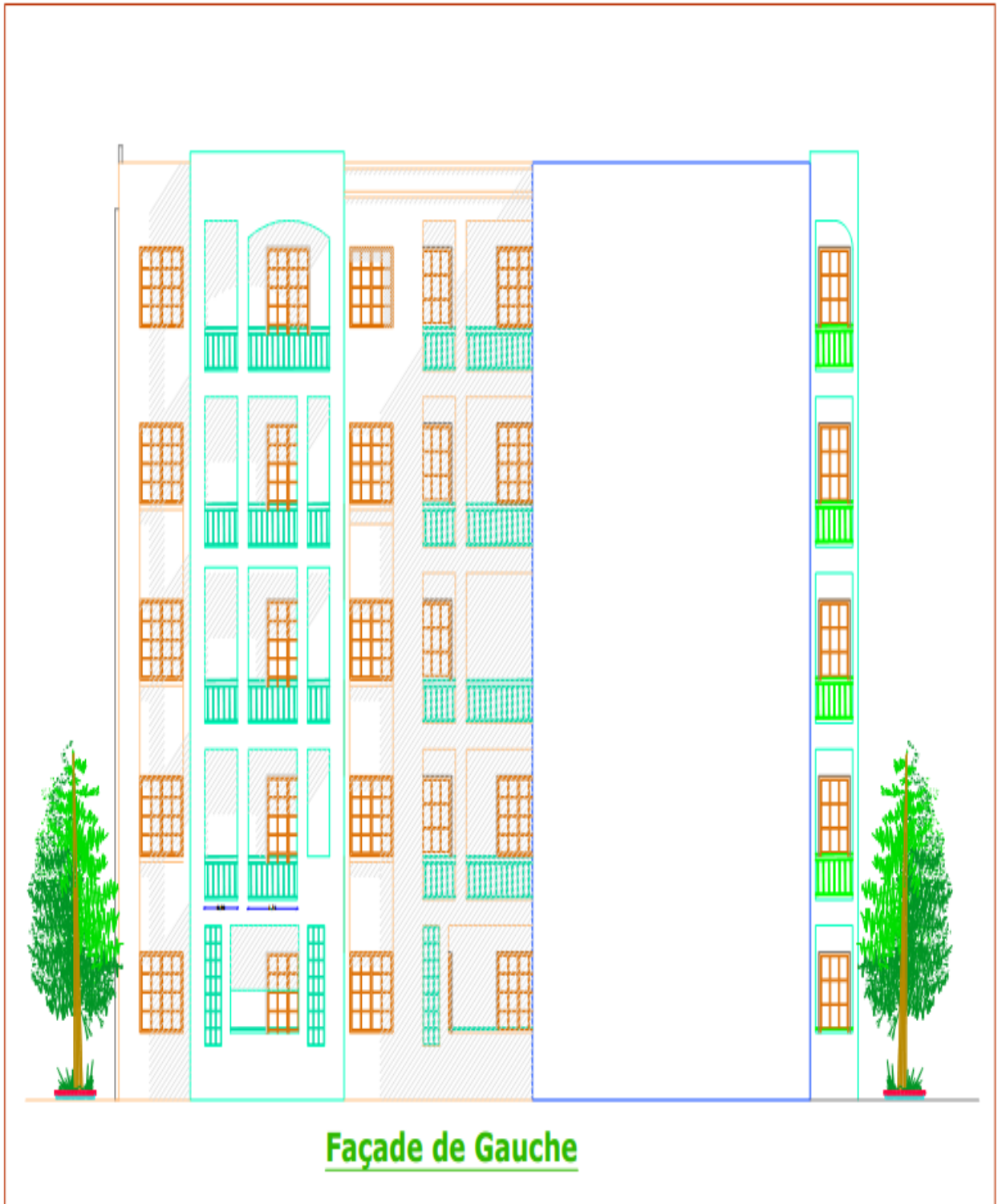


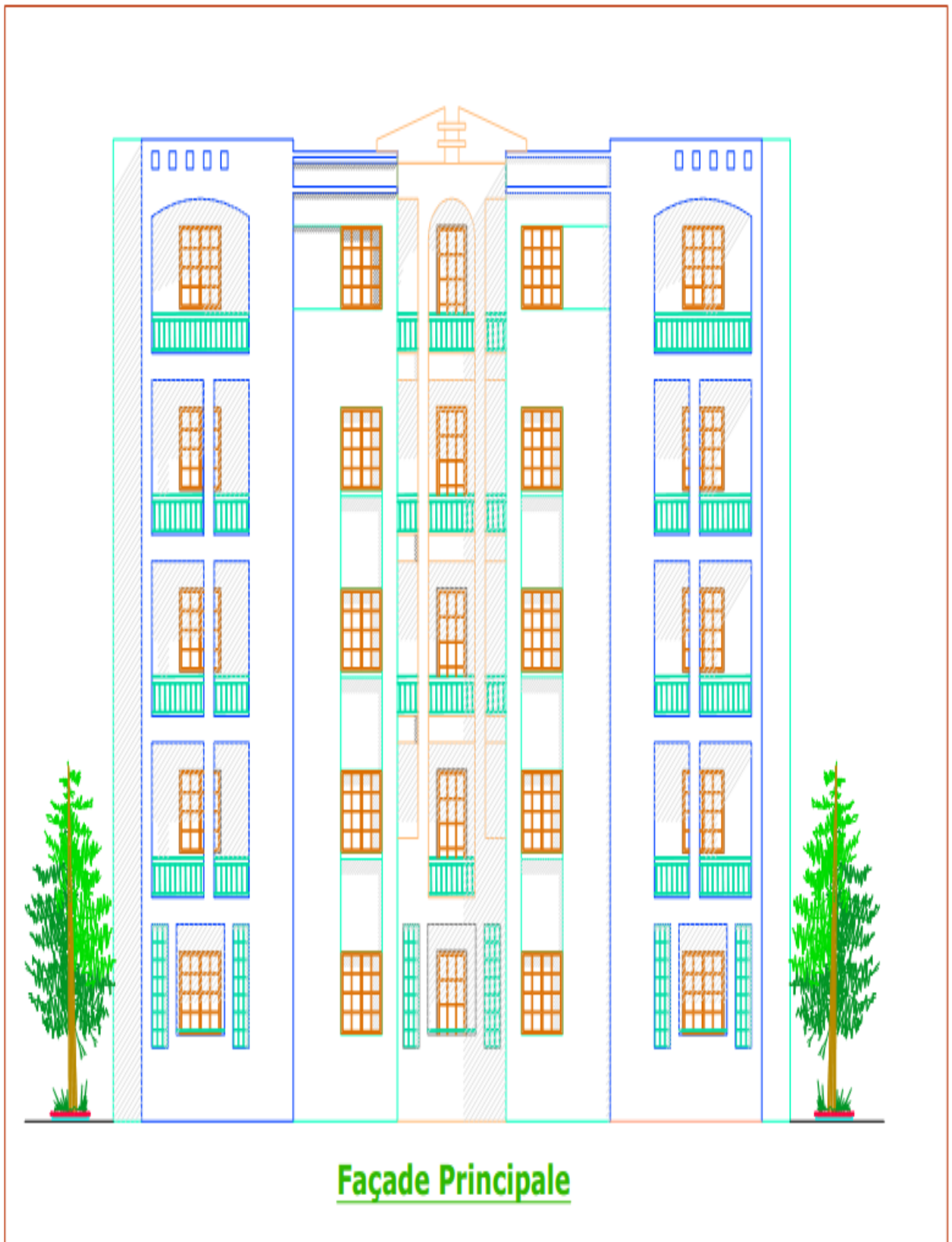
Les plans

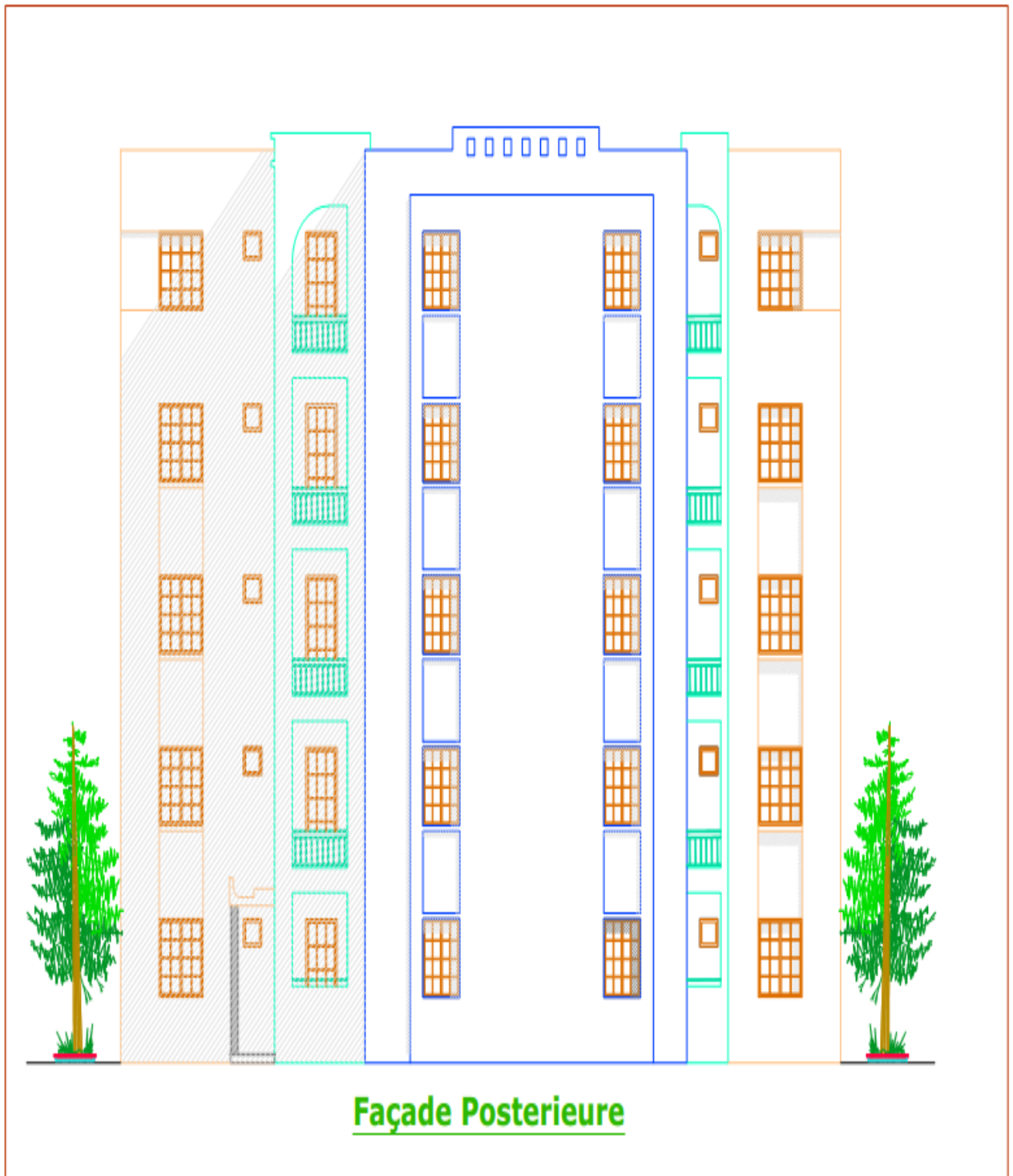


Les plans

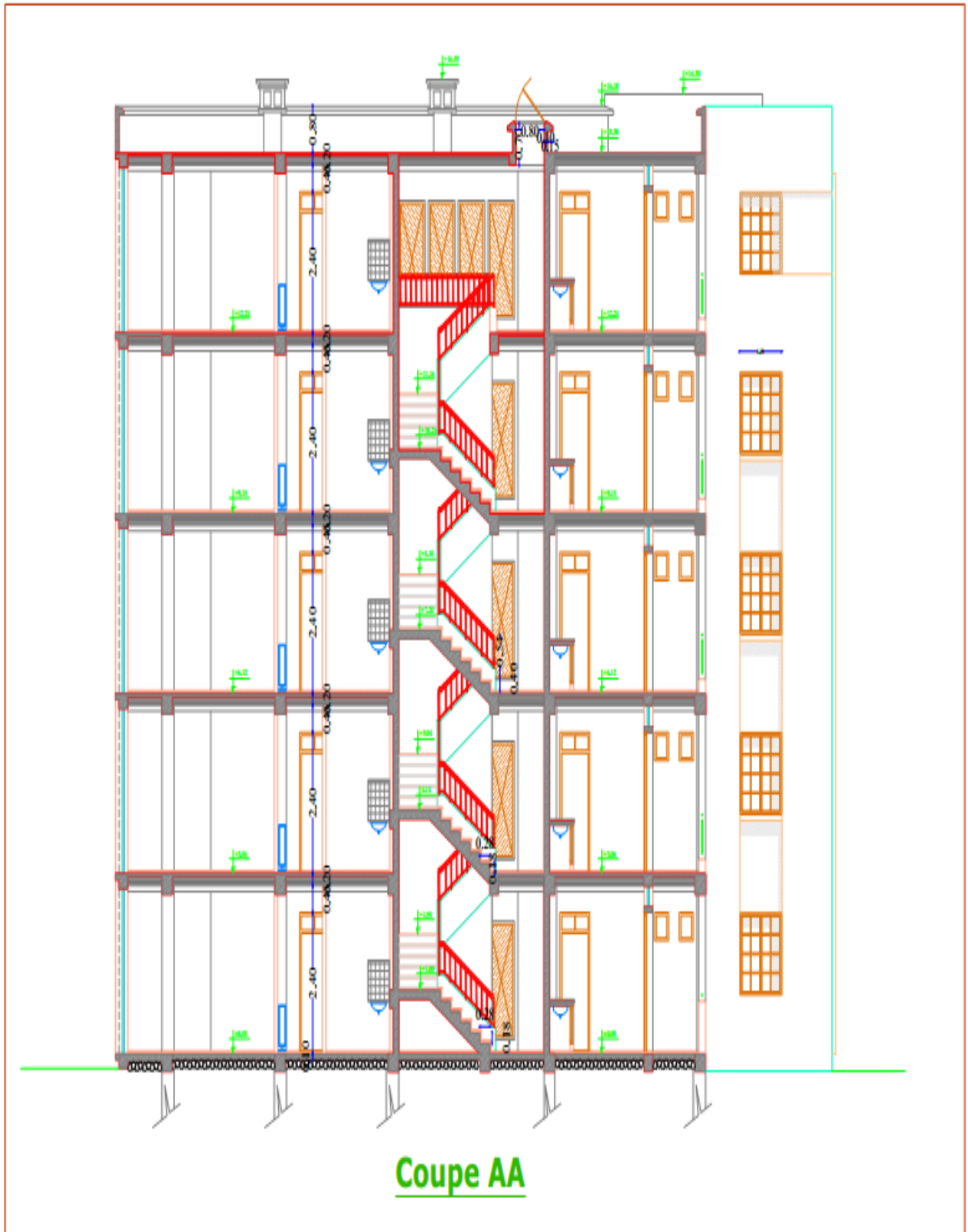


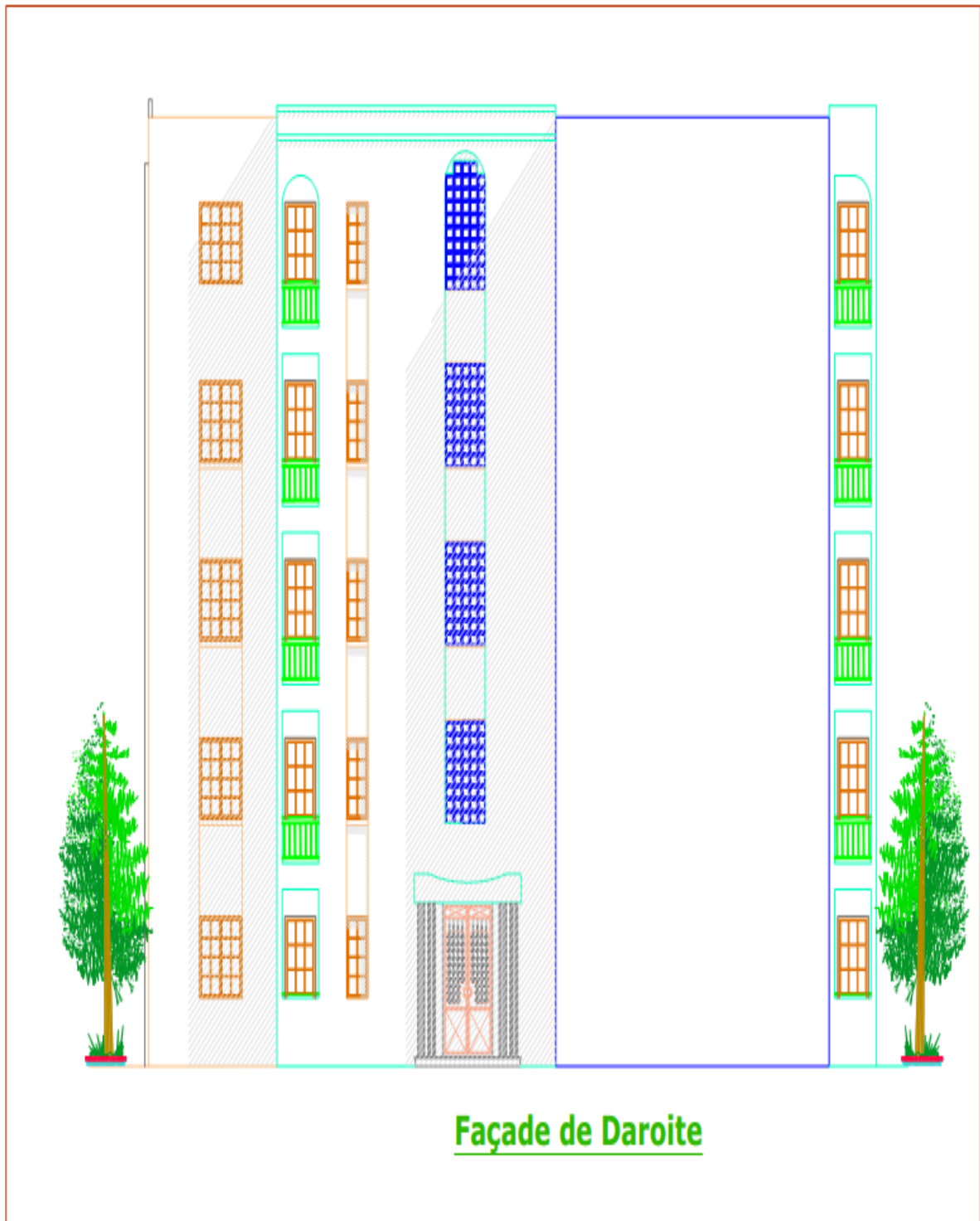






Les plans





Introduction générale

Le Génie Civil est un domaine très vaste et très riche, et il est en progression et en développement continu. On s'intéressera au domaine des constructions civiles et industrielles, plus particulièrement aux bâtiments qui fait face à de nombreux problèmes dus aux catastrophes naturelles dont le séisme .cette catastrophe existe dans l'Algérie pour cela nous ont incité au développement des règles de construction appropriées à notre pays . Dans ce cadre les autorités concernés ont établies le RPA (Règlement parasismique Algérien) au quel on se réfère et on suit ses préconisations dans toute études de constructions en Algérie , parmi les études nous mentionnons l'étude de bâtiments qui vise à :

- La sécurité assure la stabilité de l'ouvrage
- Economie bâtiment résistant à moindre coût
- confort et l'esthétique

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude , nous proposons de faire une étude complétée pour un bâtiment en béton armé d'une usage multiple rez de chaussée plus 4 étages à usages d'habitation et commercial implantée dans une zone moyenne sismicité ce travail sera menée selon les étapes suivantes :

-Le 1^{er} chapitre donne une présentation de projet avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés . le pré dimensionnement des éléments structuraux fait l'objet du 2eme chapitre

-le 3eme chapitre constitue a l'étude des planches et dans la 4ème chapitre nous nous intéressons à l'étude des éléments non structuraux (l'acrotère , les balcons , les escaliers)

-dans Le 5eme chapitre nous avons fait la modélisation de notre structure en utilisation le logiciel ETABS 9.7.4 qui nous permis de faire un calcul dynamique pour faciliter les calcul

- le ferrailage des poteaux et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique puis en passe a l'étude de portiques sachant que tout les calculs et les vérifications précédentes se fait selon

Le RPA99 et le BAEL91v99 , étude d'infrastructure fait comme un dernières chapitre et nous finirons notre travail par un conclusion générale

CHAPITRE I:
Présentation De Projet
Et Caractéristiques
Des Matériaux

I.1 INTRODUCTION :

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil, nous sommes amenés à l'issue de notre cursus à réaliser un projet de fin d'études. Alors nous avons choisi un bâtiment d'un usage multiple « habitation – commerciale » R+4 nécessite l'exploitation d'un plan architectural. Ces derniers sont vérifiés en tenant compte des codes et réglementations de calcul établis basés sur les méthodes connues (**B.A.E.L 91, RPA-version 2003**) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) le dimensionnement et le ferraillement des éléments de la structure

I.2 PRÉSENTATION DE PROJET :

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 02 selon les règles parasismiques RPA99 version 2003.

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/ 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le site est considéré : S3 (meuble).

Contrainte admissible du sol = 1 Bar

L'ancrage minimal des fondations : $D = 2$ m à partir de terrain naturel (T.N).

I.3 Caractéristiques géométriques (dimensions des plans)

I.3.1 Dimensions en élévation

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme (T) les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont

- Hauteur des étages courants.....3.06 m
- Hauteur de partie commerciale.....3.06m
- Hauteur totale du bâtiment16,55 m

I.3.2. Dimensions en plan

- Dimension totale (sens longitudinal) : $L = 20,33$
- Dimension totale (sens transversal) : $L = 19,65$

I.4 Conception De La Structure :

I.4.1 PLANCHER :

Les planchers sont des parties d'une construction qui constitue une plateforme horizontale au rez-de-chaussée, ou une séparation entre deux étages à plusieurs types. Le rôle du plancher c'est l'isolation thermique et phonique, et peuvent être composés par : poutres, poutrelles,

dalle de compression tôle nervurée et corps creux est sont sollicitées par des surcharges pesantes .

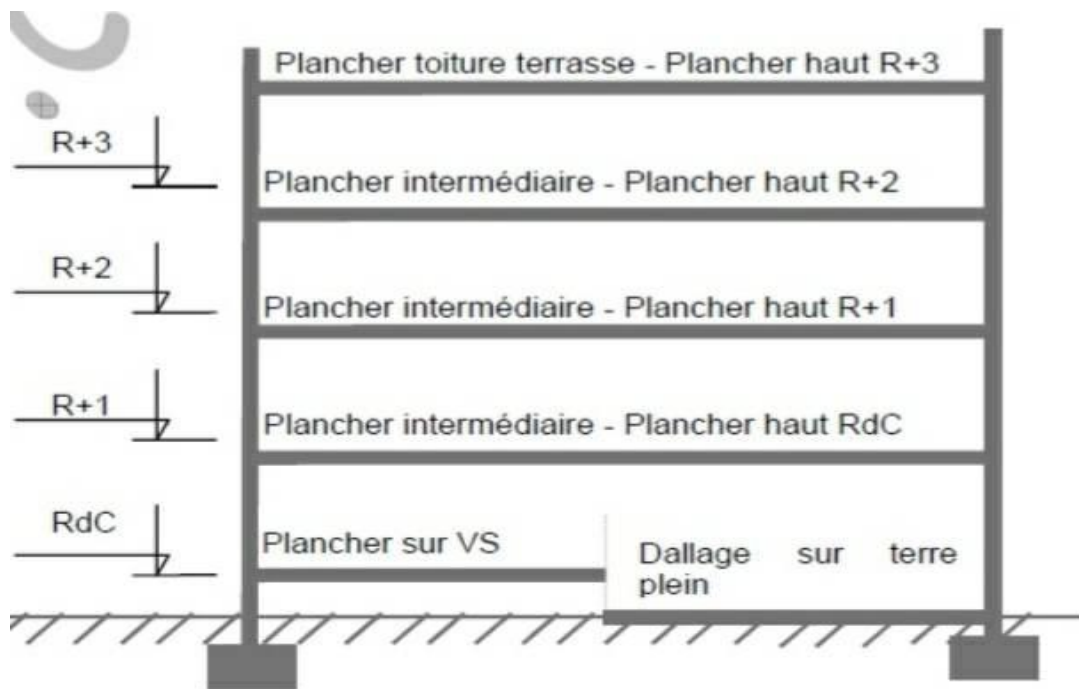


Figure I. 1 Différents Niveaux

I.4.1.1 Plancher à corps creux :

Ce plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60-65-70 cm de corps creux et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur 5cm

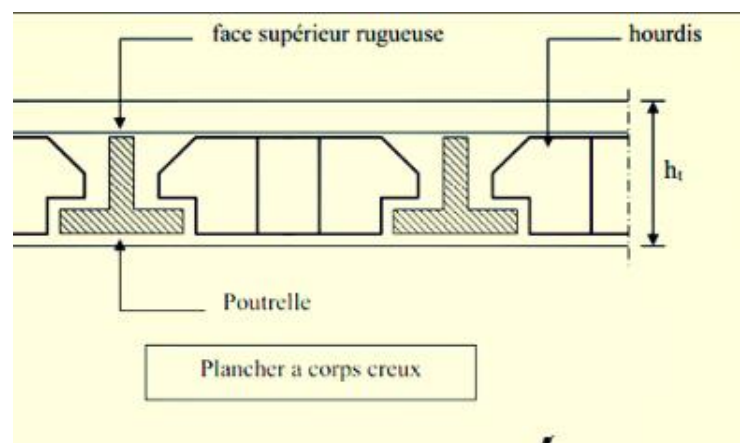


Figure I.2 : Plancher Corps Creux

I.4.1.2 Plancher dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles, ou murs maçonneries) ou ponctuels (poteaux)

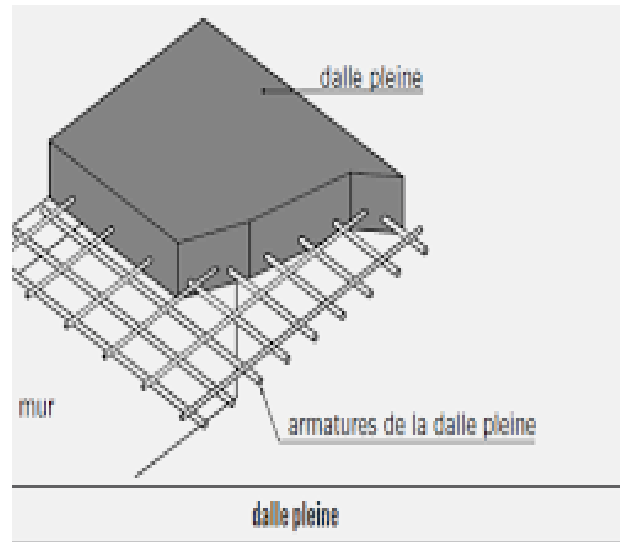


Figure I .3:Delle Pleine

I.4.2 ESCALIER :

Ils sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment, ils sont structure en béton armé . Pour chaque étage, les escaliers comportent trois volets de marches portées ;et deux d'un palier intermédiaire

1.4.3 MAÇONNERIE :

Ici en Algérie, la maçonnerie la plus utilisée est en brique donc en distingue deux type de murs :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

Mur extérieur : est un mur en briques apprenant de 9cm minimum á un mur porteur en béton banché d'au mois 10cm ou en maçonnerie d'au moins 15cm .

Mur intérieur : il sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur .

I.4.4 REVÊTEMENT :

En général les revêtements sont constitues de :

- ✓ Carrelages pour les plancher et escaliers
- ✓ Mortier de ciment pour les crépissages des façades extérieurs
- ✓ Plâtre pour les cloisons et les plafonds
- ✓ Revêtement en plaques de granite

I.4.5 BALCONS :

Un balcon est une construction extérieure il est généralement construit dans le même matériau que l'habitation qui soutient .les bâtiments comporte des balcons en dalle pleine.

I.4.6 L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément en béton armé mis dans la dernier niveau d'une hauteur varient entre 60cm et de 10cm d'épaisseur conçu pour la protection de l'étanchéité .

I.4.7. FONDATION:

C'est un système qui doit former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène et très essentiel de l'ouvrage.

En ce qui concerne notre structure, nous avons opté les fondations superficielles :

- Radier général.

I.4.8 TERRASSE :

dans notre bâtiment, on distingue deux types de terrasse :

- Une terrasse du bâtiment est accessible.
- Une autre accessible

I.5 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX:

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment Doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (RPA99, RPA2003) Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément au règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé CBA 93 et les règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites BAEL91 ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA

I.5.1 LE BETON :

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. Il présente une très bonne résistance a la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

la masse volumique de béton est égale à 2500 Kg/m³.

- le poids volumique de béton :

- 2300 à 2400 daN / m³ s'il n'est pas armé
- 2500 daN / m³ s'il est armé

A)-Dosage du béton :

le dosage d'un mètre cube de béton normal est de :

- ❖ 350 Kg de ciment .
- ❖ 800 litres de graviers.
- ❖ 400 litres de sables.
- ❖ 175 litres d'eau.

B)-Résistance du béton

b.1)-Résistance à la compression : [ART A.2.1.1.1. CBA93]

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée) notée f_{c28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16cm et de hauteur 32cm. le CBA 93 préconise pour $j < 28$ jours :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ F_{cj} = 1,1f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

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

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

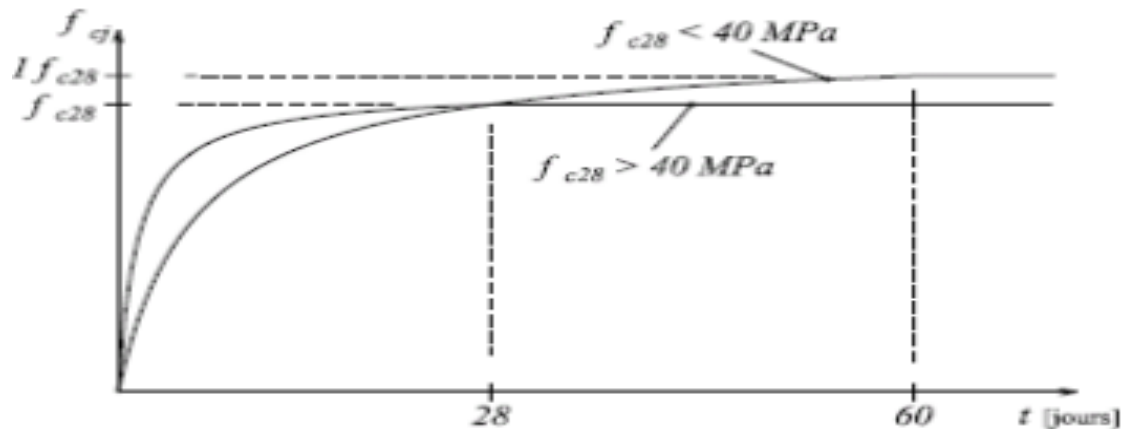


Figure I.4 Evaluation De La Résistance Cj F En Fonction De L'âge Du

quand que le Béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa. On peut alors évaluer la valeur de f_{cj} par la première formule ci-dessus :-

Pour : 28 jours < j < 60 jours : $f_{cj} = f_{c28}$

Pour : $j \geq 60$ jours : $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

Pour 1m³ de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA425), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa dans le cas de notre structure on prend f_{c28} est prise égale à : 25 MPa

b.2) Résistance A La Traction : [ART A.2.1.1.2 CBA93]

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour le cas de notre structure f_{tj} est prise égale à : 2,1 MPa.

C) Déformation Longitudinale Du Béton :

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

C-1) Déformation Longitudinale Instantanée : [ART A.2.1.2.1 CBA93]

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24 heures**, on admet, à défaut de mesures qu'à l'Age de j jours, le module de déformation longitudinale

instantanée de béton : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ Mpa.}$

C-2) Déformation Différée : [ART A.2.1.2.2 CBA93]

les déformation différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes se longue durée d'application le module de déformation différée du

$$\text{béton est : } E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.9 \text{ MPA.}$$

D) Coefficient de Poisson : [ART A.2.1.3 CBA93]

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

- ❖ $\nu=0,20$ pour le calcul des déformations (E.L.S)
- ❖ $\nu=0$ Pour le calcul des sollicitations (E.L.U)

I.5.1 .l'acier :

L'acier est un alliage du fer et du Carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de tractions de cisaillement et de torsion.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.

A) Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le BAEL91 dans le tableau suivant :

Tableau I.7: Caractéristiques Des Aciers.

Type d'acier	Désignations	Limite d'élasticité Fe(MPA)	Allongement	Contraint de rupture	utilisation
Ronds lisses	FeE22	215	22	330-490	Armature
	FeE24	235	25	410-490	Transversale
Barre à haut adhérence	FeE400	400	14	490	Armateur longitudinale
Treillis Soudés	>6mm	500	14	580	Armatures de la dalle de compression

B)Module d'élasticité longitudinale: [ART A.2.2.1 CBA93]

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à $E_s = 200000$ MPa.

C) Diagrammes déformations -contraintes ::[ART A.2.2.2 CBA93]

Le diagramme déformation (ϵ_s) contraintes (σ_s) à considérer pour l'application de l'article A.4.3 CBA93. Est conventionnellement défini ci-après.

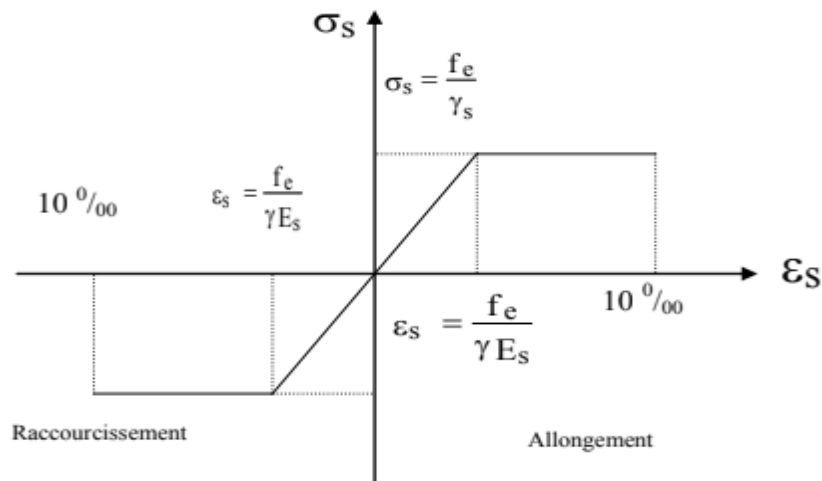


Figure I.5: Diagramme (Contrainte- Déformation) De L'acier

Il est cependant loisible d'utiliser une forme de courbe se rapprochant du diagramme réel de l'acier employé à condition de se référer à la valeur garantie de la limite d'élasticité f_e et de contrôler la résistance prise en compte pour l'allongement de 10‰ ion et en compression

Pour les armatures de l'acier utilise de notre structure :

- longitudinales : on a choisi le : «FeE 400» H.A $f_e = 400$ MPa
- transversales : on a choisi le : « FeE 24 » R.L $f_e = 235$ MPa
- treillis soudés (de la dalle de compression) : « FeE500 » H.A $f_e = 500$ MPa

I.6 Actions et Sollicitations :

Les éléments constructifs d'une structure doivent résister aux différentes actions et sollicitations pour assurer la stabilité de ce dernier.

1) Actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (forces) directement appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des déformations statiques (retrait, tassement d'appuis, variation de température) qui entraînent des déformations de la structure, elles peuvent être :

- Action permanentes.
- Action variables.
- Action accidentelles.

1-1) Actions permanentes :

Elles sont d'une intensité constante ou très peu variable dans le temps.

Elles comprennent :

- Le poids propre des éléments de la structure.
- le poids des équipements fixes de toute nature (revêtements de sols et de plafonds, cloisons).
- Les déplacements différentiels des appuis.
- Les déformations permanentes imposées à la construction telle que les tassements
- différentiels des fondations.

1-2) Actions variables :

Elles sont d'une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps telle que :

- Les charges d'exploitation.
- Les effets dus à la température.

1-3) Actions accidentelles :

Généralement sont des actions provenant de phénomènes rares comme les séismes, les explosions, les chocs.

2) Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions.

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

a) La combinaison de calcul à l'ELU :BAEL 91:

Pour des situations durables: $Q_U = 1,35 G + 1,5 Q$

b) La combinaison de calcul à l'ELS : BAEL 91:

C'est : $Q_S = G + Q$

Avec :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

Combinaisons d'actions données par le RPA99 version 2003:

$^{\circ}G + Q \pm E$ (E : effort de séisme).

$^{\circ}0,8G \pm E$ (pour les fondations).

$^{\circ}G + Q \pm 1,2E$ (pour les structures en portiques auto-stables seulement).

I.7 Justification des sections soumises a des sollicitations normales

1 -Principe de Justification du CBA 93

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites tel que spécifié dans le D.T.R. - B.C. 21 "Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages". Un "état limite" est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (ELU) basé sur:

- 1- Equilibre statique ;
- 2- L'ouverture des fissures ;
- 3- La stabilité de forme

- Etat limite de service (ELS) basé sur:

- 1- La compression du béton ;
- 2- L'ouverture des fissures ;
- 3- La déformation.

2- _Etat-Limite Ultime De Resistance

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne R. P. A 99 vesion2003. On doit par ailleurs vérifier que E. L. U. R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

A) Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Les diagrammes déformations- contraintes du béton est celui défini au paragraphe **B**
- Les diagrammes déformations- contraintes du béton est celui défini au paragraphe **C**
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.
- Le raccourcissement du béton est limité à $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée $\epsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$ en compression simple et L'allongement de l'acier est limité à $\epsilon_s = 10\text{‰}$.

B) Diagramme déformations -contraintes du béton [ART A.4.3.4 CBA93]

Le diagramme déformations ϵ_b , contraintes σ_b du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit "parabole -rectangle".
et ci-dessous schématise ces dispositions.

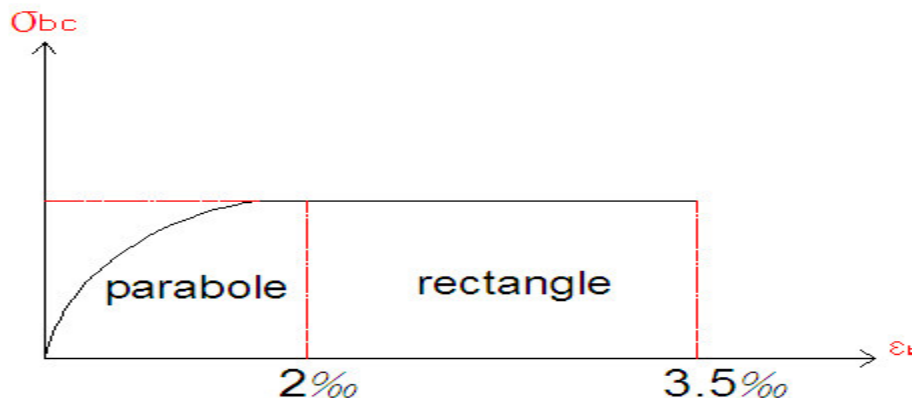


Figure I-6 -Diagrammes Contraintes - Déformations Du Béton(B.A.E.L91modifié 99)

La contrainte limite du béton en compression σ_{bc} est :

- $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.25 \cdot f_{bc} \cdot 10^3 \cdot \epsilon_{bc} (4 \cdot 10^3 \cdot \epsilon_{bc})$
- $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 \text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc} = 0.85 \cdot f_{cj} / \gamma_b$

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité

tel que- $\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants

- $\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles

θ : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

- $\theta = 1$ Si $t \geq 24$ heures
- $\theta = 0,9$ Si $1 \leq t \leq 24$ heures
- $\theta = 0,85$ Si $t < 1$ heures

Dans notre cas $f_{c28} = 25$ MPa , $\theta = 0,85$ et $\gamma_b = 1,5$

On obtient : $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié (B.A.E.L91 modifié 99.p81) :

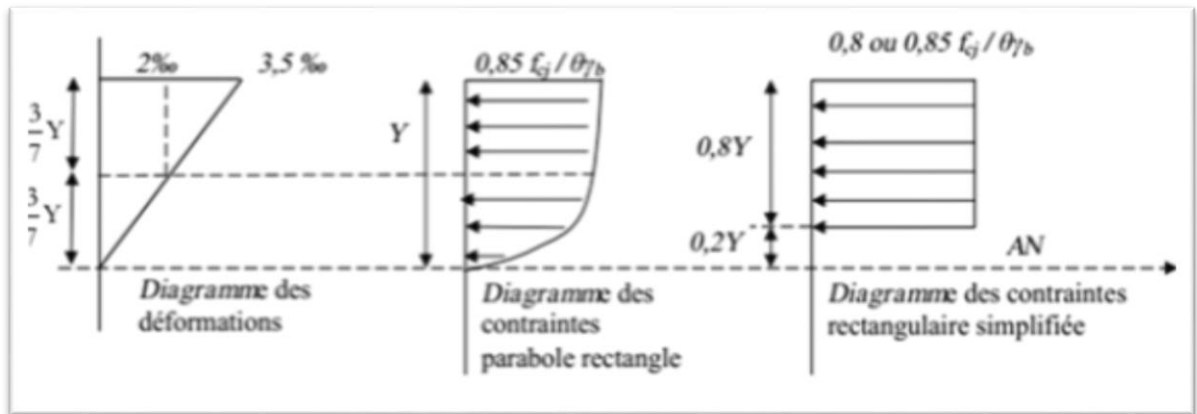


Figure I.7 Diagramme Rectangulaire Simplifié

- Sur une distance de 0,2 y compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.
- Sur la distance restante 0,8 y la contrainte a pour valeur :

* $0,85 * f_{cj} / \theta * \gamma_b$ Pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

* $0,8 * f_{cj} / \theta * \gamma_b$ Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

C) Diagramme déformations -contraintes d'acier [B.A.E.L91 modifié 99]

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante

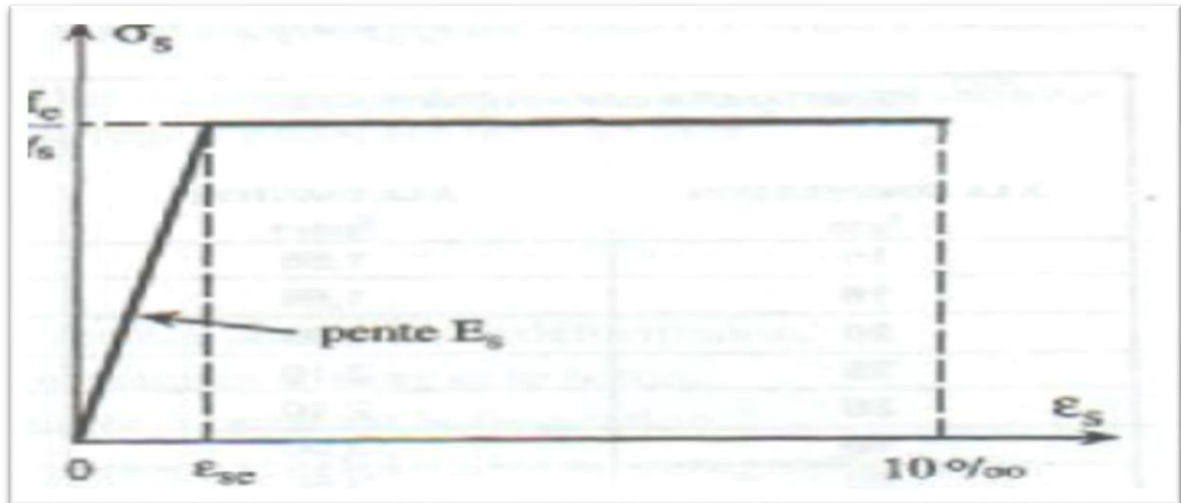


Figure I.8 Diagramme contrainte déformation de l'acier

La contrainte limite de déformation de l'acier σ_s est donnée par le BAEL91 (art .A.4.3.2) :

- $\epsilon_s \leq \epsilon_{se} \rightarrow \sigma_s = \epsilon_s \cdot E_s$
- $\epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s$

$E_s = 200000 \text{ MPa}$.

f_e : limite d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité

tel que $\gamma_s = 1,15$ pour les situation durables

- $\gamma_s = 1,00$ pour les situations accidentelles

Dans notre cas $f_e = 400 \text{ MPa}$, et $\gamma_b = 1,15$

On obtient : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

D) Diagramme des déformations limites de la section

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple

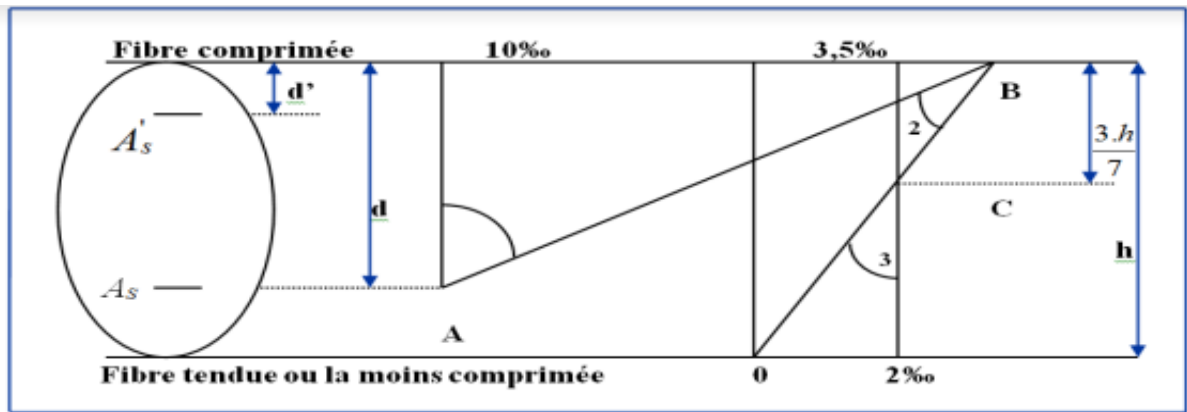


Figure I.9 Diagramme Des Déformations Limites De La Section

3 - Etats-Limites De Service Vis-à-vis De La Durabilité De La Structure

Les vérifications à effectuer portent généralement sur :

- un état -limite de compression du béton et un état
- limite d'ouverture des fissures

A)Hypotheses de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations .Avec: $\zeta_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$; $\zeta_s = E_s \cdot \epsilon_s$
- Par convention(n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton. $n = E_s / E_b = 15$ « coefficient d'équivalence »
- on ne déduit pas dans les calculs les aires des aciers de l'aire du béton comprimé;

B) Etat -limite de compression du béton : (ART A.4.5.2 CBA93)

La contrainte de compression du béton est limitée à $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{cj}$ (MPa)

Dans notre cas $\sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa}$ Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

C) Etat -Limite D'ouverture Des Fissures :

1-Fissuration est peu préjudiciable : BAEL91/Art 4.5.3.2)

aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

2-Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.3)

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce

Dans ce cas on observe les régies suivantes :

- la contrainte de traction des armatures est limitée à $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^- = \min (2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta} \times f_{tj})$ (MPa)

n=1 pour les rondes lisse (r.l)

n=1.6..... pour les aciers à Haute Adhérence (HA) si $\varnothing \geq 6\text{mm}$

n=1, 3 ... pour les aciers à Haute Adhérence avec $\varnothing < 6\text{mm}$

Expressions dans lesquelles

f_e - désigne la limite élastique des aciers utilisés;

f_{tj} - la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa;

η - coefficient de fissuration

- le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à **6 mm**;

3-Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.4)

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou bien doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas on observe les régies suivantes :

- la contrainte de traction des armatures est limitée à $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^- = \min (1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta} \times f_{tj})$ (MPa)

n=1 pour les rondes lisse (r.l)

n=1,6pour les aciers à Haute Adhérence (HA)

- le diamètre des armatures est au moins égal à 8 mm.

-des "armatures de peau" Pour les poutres de grande hauteur, ont une section au moins égale à 5 cm² par mètre de longueur de parement.

-lorsque la membrure tendue d'une poutre est constituée de barres de diamètre supérieur à 20 mm, l'écartement de celles-ci dans le sens horizontal est au plus égal à 3 fois leur diamètre.

I.8 Justifications Vis-à-vis Des Sollicitations Tangentes

Cet article ne concerne ni les poutres cloisons ni les consoles courtes qui sont traitées dans d'autres documents.

I.8.1 Contrainte Limite Ultime De Cisaillement :

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$v_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ .. (BAEL91/Art5.1, 1)}$$

V_u = valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculé à l'ELU).

b = valeur de la longueur de la section cisillée.

d = Valeur de la hauteur utile (**d = h-c**).

I.8.2 Contrainte Tangente Conventiennelle :

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d_{bc}} \text{ .. (BAEL91 art A. 5.1.21)}$$

b₀ : Longueur de la section cisillée.

d_{bc} : Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ Fissuration peu préjudiciable (peu nuisible).}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

Dans notre cas :

$$\tau_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = 2,5 \text{ MPa} \text{ fissuration préjudiciable très préjudiciable.}$$

CHAPITRE II:
Pré Dimensionnement
Des Elément Et
Evaluation Descente
Des Charges

Ii.1.Introduction

Le Pré dimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

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 (qui fera l'objet de ce second chapitre) est régie par des règlements en vigueur (R.P.A 99/version 2003, B.A.E.L 91 modifier 99 et C.B.A 93).

Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués.

II.2.DescenteDe Charge

La descente de charge a pour objectif d'étudier la distribution des charges dans une structure. Lors de cette étude, On détermine les charges qui s'appliquent sur chaque éléments porteurs de la structure cela nous permet des les dimensionner jusqu'au sol qui est l'élément porteur de notre structure .les chargesréglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

La transmission des charges se fait comme suit :

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

II.2.1.ChargesPermanentes

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.2.1.1.PlancherTerrasse Inaccessible

D'après le D.T.R.B.C.2.2 et pour un plancher à corps creux on a :

Chapitre II : Pré-Dimensionnement Des Eléments Et Evaluation Descente Des Charges

Tableau II.1: Charge parmanante du plancher terrasse.

N°	Composants de plancher corps creux	Epaisseur e(m)	Poids volumique ρ (KN /m ³)	Poids Surfaiques (KN /m ²)
1	Protection gravillon	0,04	17	0.80
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05
4	forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher à corps creux (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge total				G=6.40kn /m²

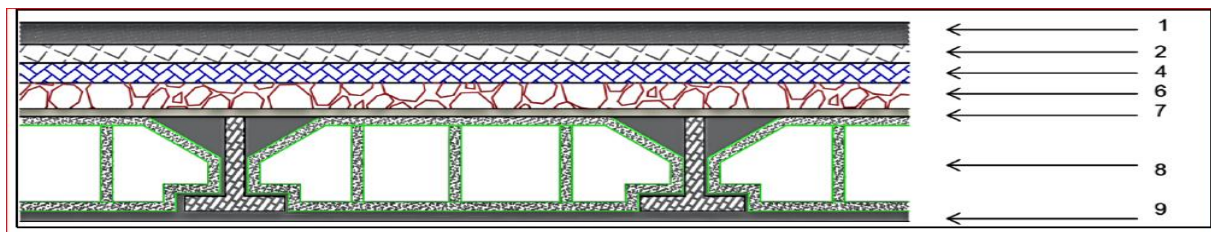


Figure II.1: Plancher terrasse en corps creux

II.2.1.2. Plancher Etage Courant Et RDC

Tableau II.2: Charge parmanante des planchers étages courants et RDC

N°	Composants de plancher corps creux	Epaisseur e(m)	Poids volumique ρ (KN /m ³)	Poids Surfaiques (KN /m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.40
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher à corps creux (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0.20
6	Cloisons légères	0.10	16.2	1.62
Charge total				G=5.96kN/m²

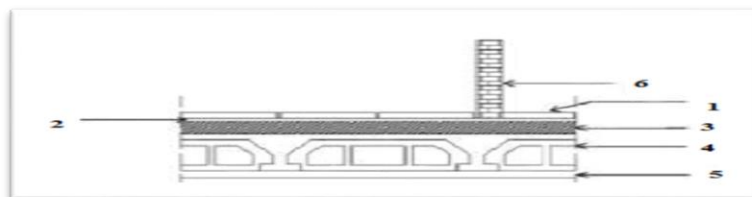


Figure II.2: Plancher étage courant, R.D.C.

II.2.1.3. Plancher (Dalle Pleine)

Tableau II.3: Charge parmanante duplancher (dalle pleine).

N°	Composants de plancher dalle pleine	Epaisseur e(m)	Poids volumique ρ (KN /m ³)	Poids Surfaiques (KN /m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0.40
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge total				G=5.29kn/m²

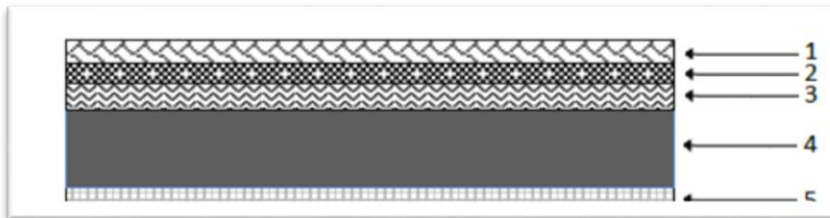


Figure II.3: Plancher (dalle pleine).

Ii.2.1.4. Balcon

Tableau II.4: Charge parmanante du balcon (dalle pleine).

N°	Composants	Epaisseur e(m)	Poids volumique ρ (KN /m ³)	Poids Surfaiques (KN /m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0.40
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge total				G=5.29KN/m²

II.2.1.5. Maçonnerie

➤ **Mur extérieur (double cloison)**

Tableau II.5 : Charge parmanante des murs extérieurs.

N°	Composants	Epaisseur e(m)	Poids volumique ρ (KN /m ³)	Poids Surfaiques (KN /m ²)
1	Enduit de ciment	0,01	18	0.18*2
2	Brique creuse	0,10	9	0.9
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
4	Enduit en plâtre	0.01	18	0.18*2
Charge total				G= 2.52KN/m²

➤ **Mur intérieur**

Tableau II.6 : Charge permanente des murs intérieurs.

N°	Composants	Epaisseur e(m)	Poids volumique ρ (KN /m ³)	PoidsSurfaciques (KN /m ²)
1	Enduitdeciment	0,01	18	0.18*2
2	Briquecreuse	0,10	9	0.9
3	Briquecreuse	0.10	9	0.9
Chargetotal				G= 2.62KN/m²

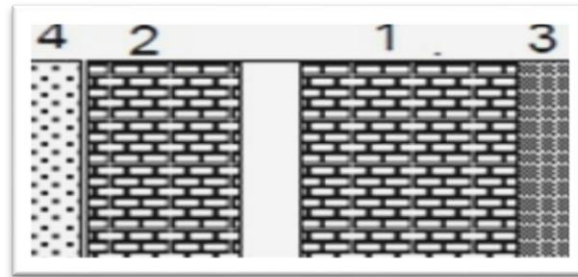


Figure II.4 : Détail mur extérieur.

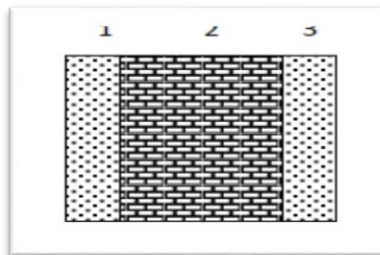


Figure II.5 : Détail d'un mur intérieur.

Ii.2.2.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.2.2.1Evaluation Des Charges D'exploitationDe L'élément De La Structure

Tableau II.7 :Charges d'exploitationdes divers éléments

	Elément	Surcharge (KN /m2)
1	Plancher d'étage courant	1.5
2	Terrasse inaccessible	1
3	Balcon	3.5
4	Escalier	2.5
5	Acrotère	1

II.2.2.2.Loi de dégression des charges d'exploitations

Les règles **BAEL** nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers

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 $n \geq 5$.

Avec Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment .

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

Tableau II.8: Dégression des charges d'exploitations.

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
La terrasse	Q_0	$\sum_0 = Q_0$	1
Etage 4	Q_1	$\sum_1 = Q_0 + Q_1$	2,5
Etage 3	Q_2	$\sum_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	3,85
Etage 2	Q_3	$\sum_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
Etage 1	Q_4	$\sum_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,095
RDC	Q_5	$\sum_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00

II.3 Pré Dimensionnement Des Eléments Structuraux:

II.3.1.Pré-Dimensionnement Des Planchers

Un plancher c'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés reprendre les charge d'exploitation, les charge permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteau, voiles, murs...).

Dans ce projet les planchers utilisés sont en corps creux.

II.3.1.1.PlancherA Corps Creux

Ce type de planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux (hourdis nervures), Dalle de compression et treillis soudé ,

Il est utilisé ce type pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation
- Plus légère que la dalle pleine
- Une économie du coût de coffrage
- Une bonne résistance au feu

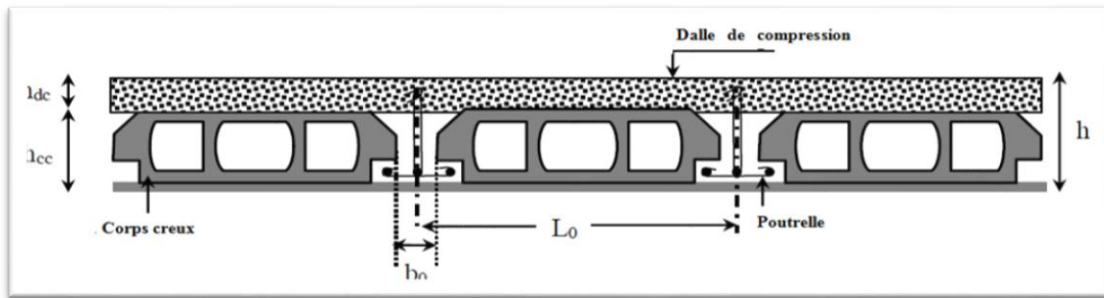


Figure II.6 : Coupe du plancher à corps creux.

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.

➤ **Calcul la hauteur du plancher h_t :**

C'est déterminée à partir de la condition rigidité suivant le BAEL91: $\frac{L_{max}}{20} \geq h_t \geq \frac{L_{max}}{25}$

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

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

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{420}{22,5} \Rightarrow h_t = 18.66 \text{ cm.}$$

On choisit : **$h_t = 20\text{cm}$** on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4) tel que :

d=16 (épaisseur du corps creux (poutrelles Hourdis))

e=4 (épaisseur de la table de compression)

➤ **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 : $L = 4.20 \text{ m}$ et $l_1 = 65\text{cm}$.

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{1}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{420}{10} = 42 \text{ cm.} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm.} \end{cases}$$

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

Pour avoir :

$$b = 2b_1 + b_0$$

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

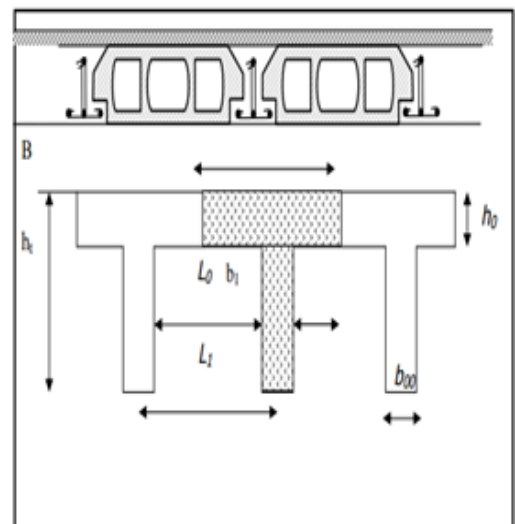


Figure II.7: Dimensionnement des poutrelles.

II.3.1.2 .DallePleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

➤ **Condition au feu**

- e > 7 cm pour une heure de coupe-feu ;
- e > 11 cmpour deux heures de coupe-feu ;
- e > 14 cm pour trois heures de coupe-feu.

➤ **Condition d'isolation phonique**

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 15 cm pour obtenir une bonne isolation phonique

➤ **Condition de résistance à la flexion**

La hauteur de la dalle e est donnée par :

Cas d'undalle reposant sur deux appuis	dalle reposant sur trois ou quatre appuis
$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \\ \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \end{cases}$	$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \\ \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \end{cases}$

Pour notre cas on a : L_x = 140 cm et L_y = 370 cm.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{370} = 0,08 < 0,4. \text{ Pour: } \alpha \leq 0,4$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow \text{ pour un dalle isolée } \geq \frac{140}{20} = 7 \text{ cm.}$$

On adopte e = 15 cm à confirmer par les différentes isolations.

II.3.2.Pré-Dimensionnement Des Poutres

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques données par les (B.A.E.L91 modifier 99), (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 modifier 99, le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{array} \right. \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre.} \\ b : \text{ largeur de la poutre.} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis.} \\ d : \text{ hauteur utile.} \end{array} \right.$$

Nous avons deux types de poutres :

- Poutre principale : L_{max} = 4.50m;
- Poutre secondaire : L_{max} = 4.20 m.

II.3.2.1 Poutres Principales

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

➤ **Pré-dimensionnement Des Poutres Principales**

$$\begin{cases} L = 450 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t \end{cases} \begin{cases} 30 \text{ cm} \leq h_t \leq 45 \text{ cm} \\ 10.8 \text{ cm} \leq b \leq 14.4 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{on prend : } h_t = 40 \text{ cm} \\ \text{on prend : } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 40 + 30) = 90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(b×h) = (30×40) cm²**.

II.3.2.2. Poutres secondaires

Les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

➤ **Pré-Dimensionnement Des Poutres Secondaires**

$$\begin{cases} L = 420 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \begin{cases} 28 \text{ cm} \leq h_t \leq 42 \text{ cm} \\ 9.45 \text{ cm} \leq b \leq 12.6 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{on prend : } h_t = 35 \text{ cm} \\ \text{on prend : } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le **R.P.A 99/version 2003** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 35 + 30) = 82,50 \text{ cm.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(b×h) = (30×35) cm²**.

II.3.3. 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 flambage.

Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qui correspond à un poteau reprenant 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.

Chapitre II : Pré-Dimensionnement Des Eléments Et Evaluation Descente Des Charges

Dans notre structure on a 3 types des coffrages :

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

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

Avec :

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

λ : Élancement d'E.U.L.R $\left(\lambda = \frac{L_f}{i} \right)$.

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

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

II.3.3.1.Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où : $h_0 = 3.06$ m.

Donc : $L_f = 0,7 \times h_0 = 0,7 \times 3.06 \Rightarrow L_f = 2.14$ m.

➤ Poteau le plus sollicité

On fixe notre choix au poteau axes (C, 3) comme il est motionné au figure suivante d'où la surface hachure c'est elle supporte par le poteau pour toute étages.

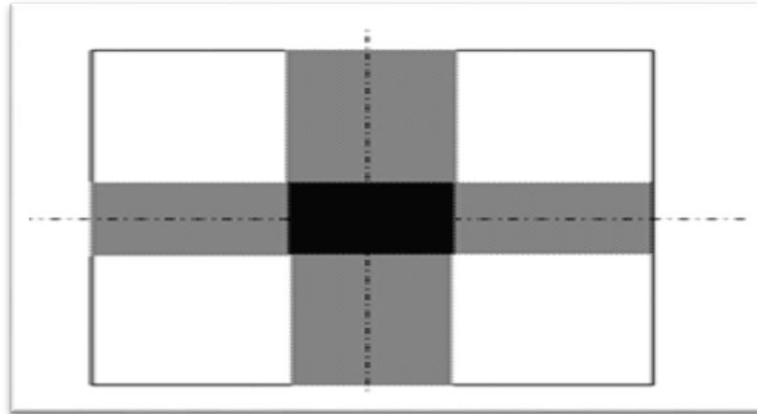


Figure II.8 : Le poteau le plus sollicité.

➤ Surface reprise par poteau à chaque étage

Soit S La surface supportée par poteau axe (C.3):

$$S = \left(\frac{4.50}{2} + \frac{4.25}{2}\right) \times \left(\frac{4.20}{2} + \frac{3.70}{2}\right) S = 17.28 \text{ m}^2.$$

II.3.3.1.1 Effort Normal Ultime Due A Chaque Niveau NU

a) Les efforts de compression due aux charges permanentes Ng

a.1) Poids propre des plancher terrasse

➤ Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{\text{terrasse}} \times S = 6,40 \times 17,28 = 110,59 \text{ KN.}$$

a.2) Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC

➤ Poids propre du plancher étages courants

$$G_{\text{RDC,ETAGE courants}} \times S = 5,96 \times 17,25 = 102,99 \text{ KN.}$$

a.3) Poids propre des poutres principales

$$\text{➤ } G_{p,p} = \gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times \left(\frac{4.50}{2} + \frac{4.25}{2}\right) = 13,12 \text{ KN.}$$

a.4) Poids propre des poutres secondaires

$$\text{➤ } G_{p,s} = \gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times \left(\frac{4.20}{2} + \frac{3.70}{2}\right) = 10,37 \text{ KN.}$$

a.5) Poids propre totale

$$\text{➤ } G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC,ETAGE courants}} \times n + (G_{p,p} + G_{p,s}) \times n \Rightarrow G_{\text{total}} = 616,51 \text{ KN}$$

Chapitre II : Pré-Dimensionnement Des Eléments Et Evaluation Descente Des Charges

Avec : n c'est le nombre de plancher d'étages courants; n=4.

b) Les Efforts De Compression Due Aux Charges D'exploitation

$$\text{➤ } Q_{\text{total}} = Q \times S = 17.28 \times 7 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 120.96 \text{ KN.}$$

c) Majoration des efforts

On doit majorer les efforts de 10 %

$$\text{➤ } N_G = 1,1 \times 616.51 = 678.16 \text{ KN.}$$

$$\text{➤ } N_Q = 1,1 \times 120.96 = 133.06 \text{ KN.}$$

$$\text{➤ } N_U = (1,35 \times 678.16) + (1,5 \times 133.06) = 1115.10 \text{ KN} \Rightarrow N_U = 1115.10 \text{ KN.}$$

II.3.3.1.2. Détermination de a et b

➤ Détermination de (a)

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

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{(0,289 \times a)} \leq 50.$$

$$\Rightarrow \left(a \geq \frac{214.2}{0,289 \times 50} = 14.82 \right)$$

On prend **a = 40 cm.**

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{214.2}{(0,289 \times 40)} = 18.53 < 50.$$

$\lambda = 18.53 < 50$ Condition vérifiée.

➤ Détermination de (b)

Selon les règles du **B.A.E.L 91 modifier 99**, l'effort normal ultime N_u doit être :

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

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

➤ Selon (**R.P.A 99/version 2003**) $A_s = 0,8\% B_r$ Zone IIa.

$$A_s = 0,8\% [48(b - 2)] = 0,384(b - 2) \text{ cm}^2.$$

$$\lambda = 19,76 < 50$$

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

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(19,76/35)^2} \right] = 0,79$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; \quad F_c = 400\text{MPa} ;$$

$$\gamma_b = 1,5 ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_c}{\gamma_s} \right] \cdot N_u \leq 0,79 \times \left[\frac{48 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,384 \times (b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 19,22\text{cm}$$

Donc on prend **b= 40 cm**.

II.3.3.1.3.Vérification 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a;b) = \min(40;40) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a;b) = \min(40;40) \geq \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poteaux de RDC une section carrée (a×b) = **(40×40) cm²**

Tableau II.9: Tableau récapitulatif des sections des poteaux par types.

Les types	Niveaux	Section (a x b) cm ²
3	4	(45 x 35)
	3	
2	2	(35 x 35)
	1	
1	RDC	(40 x 40)

II.3.4.Pré-Dimensionnement Des Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés, d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales. De plus, l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme suit :

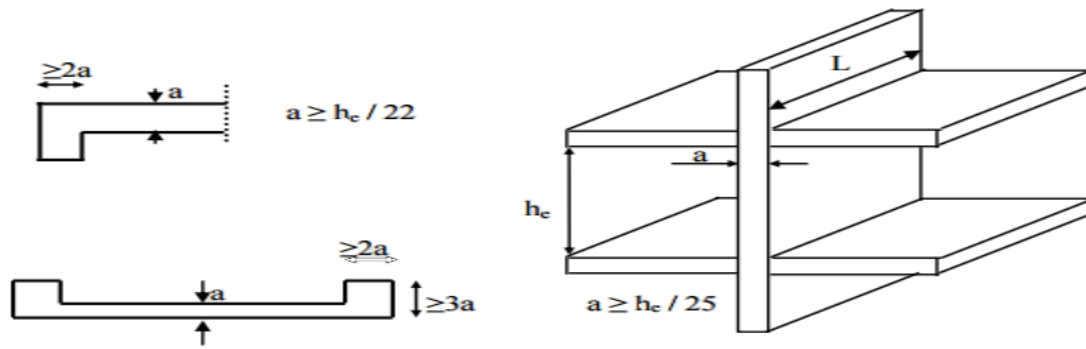


Figure (II-9):Pré-Dimensionnement Des Voiles

D'après le **R.P.A 99 v 2003**, on

On considère comme voiles les éléments satisfaisants 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.

he : Hauteur d'étage

a) Pour RDC, 1er, 2eme ;

$$e \geq \max\left(\frac{he}{22}; 15\right) \text{ cm} \geq \frac{he}{22} = \frac{306}{22} \quad e \geq 13,09 \text{ cm}$$

On prend e = 15 cm

b) Pour le reste des étages :

$$e \geq \max\left(\frac{he}{22}; 15\right) \text{ cm} \geq \frac{he}{22} = \frac{306}{22} \quad e \geq 13,09 \text{ cm}$$

On prend e = 15 cm

Donc on prend l'épaisseur des voiles de contreventements : **e = 15 cm**

II.4.Conclusion

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure tout en satisfaisant les règles de RPA99/version2003 et les différents critères.

CHAPITRE III:
Etude Des Planchers

III.1.Introduction

Les planchers utilisés sont de type dalle pleine et à corps creux avec une dalle decompression en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant lescharges 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 20cm soit (16+4) cm.

Avec : $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{ corps creux ;} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de cmpression.} \end{cases}$

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65 cm entre axes. Hauteur du plancher : $h_t=20$ cm épaisseur de la nervure : $h_0=4$ cm Largeur de la dalle de compression: $b_0=12$ cm. Et la largeur (b) de la poutrelle $b=65$ c m

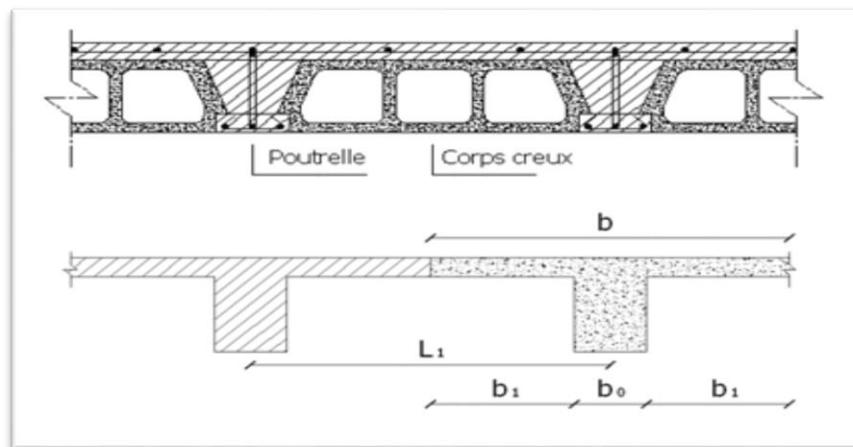


Figure III.1 : Dimensionnement des poutrelles.

II.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.

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 modifier 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 :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées ;
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 ; $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$;
- 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 " M_0 " de la travée indépendante.

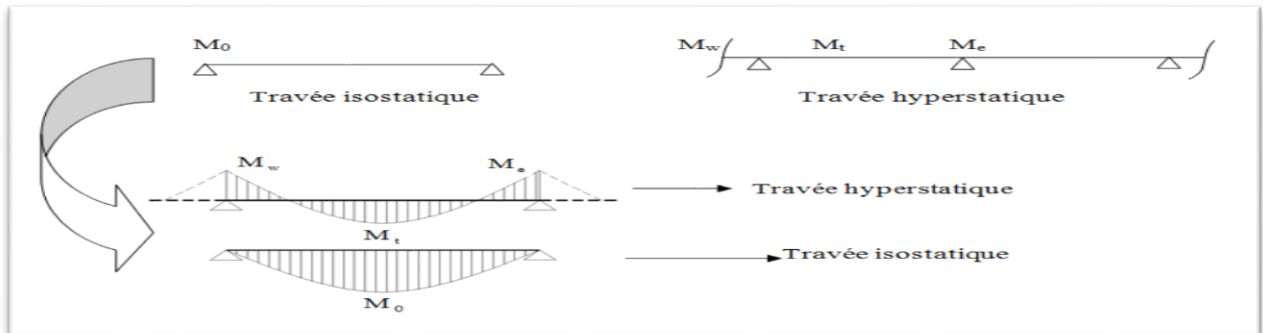


Figure III.2: Diagrammes des moments corrigés.

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

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

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

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

M_0 : 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 modifier 99**, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

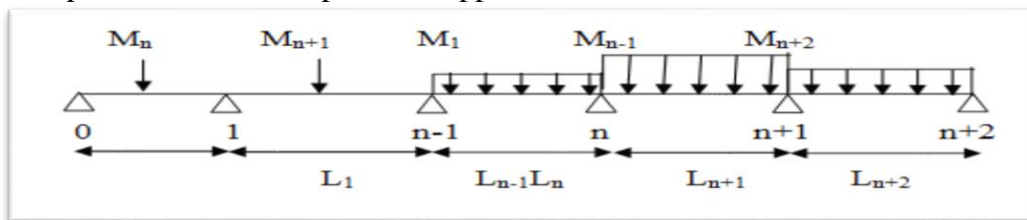


Figure III.3: Diagramme de l'effort tranchant.

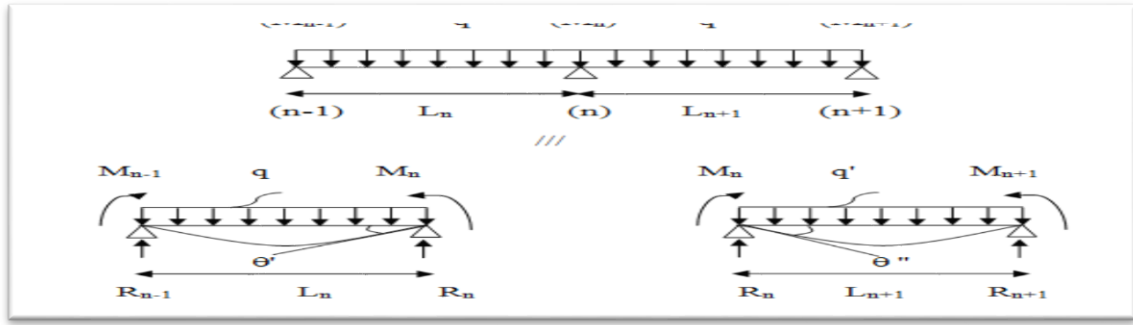
III.3.2. la méthode des trois moments (selon B.A.E.L 91 modifier 99 « Jean-Pierre Mougins ») page 183

- Principe de calcul de la méthode des trois moments

Pour les poutres continues à plusieurs appuis.

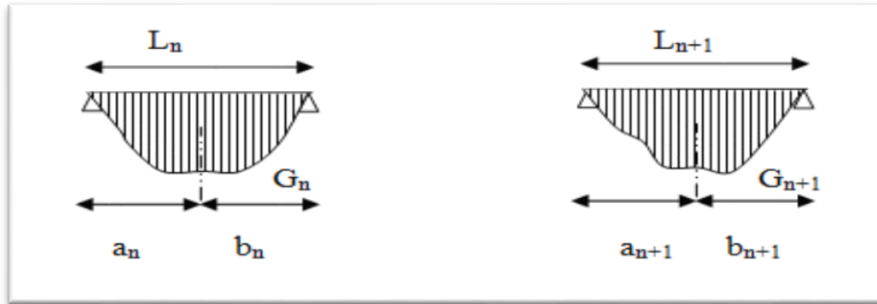


Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



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 indiquésur 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 il est applicable à tous les types de chargement. Cette équation est appelée (EQUATION DE CLAPEYRON).

III.4. Etude des Planchers a corps creux

III.4.1. Etude des Poutrelles

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

On a trois (03) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs des travées.

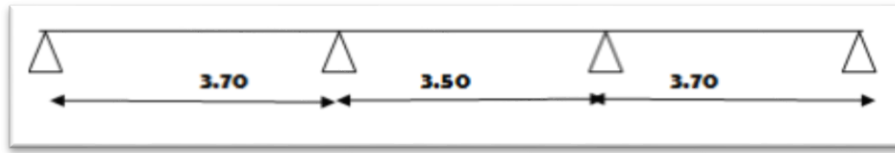
Type 01 : Travées A-B; B-C; C-D; D-E; E-F



Type 02 : Travée C-D; D-E;



Type 03 : Travées B-C; C-D; D-E;



a) Evaluation des charges

Les charges sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.1: évaluation des charges sur les poutrelles

Type de plancher	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	Nu=(1,35G+1,5Q)0.65	Ns=(G+Q)0.65
Plancher étage courant et RDC	5.96	1.50	6.69	4.85

b) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- la charge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2G = 11.92 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2);$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq 11.92 \text{ KN/m}^2$**Condition vérifiée.**

- le rapport entre les travées successives. $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Tableau III.2: Rapport entre les travées successives.

Travées	A-B	B-C	C-D	D- E	E- F
Portée	4.20	3.70	3.50	3.70	4.20
Rapport	1.13	1.05	0.94	0.88	

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

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable**Condition vérifiée**

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différent travée**Condition vérifiée**

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les planchers étages courants donc la méthode forfaitaire est applicable.

c) Sollicitations

Le plancher d'étage courant comporté 03 type des poutrelles

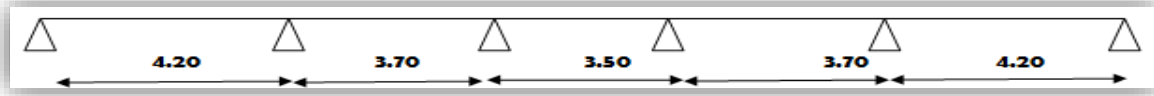
c .1) E.L.U

- $q_u = (1,35G + 1,5Q) = 6.69 \text{ KN/ml.}$
- $\alpha = Q/(G+Q) = 1.5/(5.96+1.5) = 0,20$
- $(1+0,3\alpha) = 1,06$ donc on doit tenir compte de **1,06.**
- $(1,2+0,3 \alpha)/2 = 0,63$ (travée de rive).
- $(1+0,3 \alpha)/2 = 0,53$ (travée intermédiaire).

c.1)E.L.S

• $q_s = (G + Q) \times 0,65 \rightarrow q_s = 4,85 \text{ KN/ml}$.

➤ Exemple de calcul type 01



➤ Moments fléchissant (isostatiques)

$$M_0 = \frac{qu(L)^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = \frac{6,69 (4.20)^2}{8} = 14.75 \text{ KN.m} \quad M_0^{BC} = \frac{6,69 (3.70)^2}{8} = 11.45 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{6,69 (3.50)^2}{8} = 10.24 \text{ KN.m} \quad M_0^{DE} = \frac{6,69 (3.70)^2}{8} = 11.45 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{6,69 (4.20)^2}{8} = 14.75 \text{ KN.m}$$

➤ Moments sur appuis

*En appui (A) et (F) : $M_A = M_F = 0,2M_0$.

$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2(14.75) = 2.95 \text{ KN.m}$.

$M_F = 0,2M_0^{EF} = 0,2(14.75) = 2.95 \text{ KN.m}$.

*En appui (B) et (E) : $M_B = M_E = 0,5M_0$

$M_B = 0,5 \text{ Max}(M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = 0,5 \text{ Max}(14.75 ; 11.45) = 7.37 \text{ KN.m}$.

$M_E = 0,5 \text{ Max}(M_0^{DE} ; M_0^{EF}) = 0,5 \text{ Max}(11.45 ; 14.75) = 7.37 \text{ KN.m}$.

*En appui (C) et (D) : $M_C = M_D = 0,4M_0$

$M_C = 0,4 \text{ Max}(M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = 0,4 \text{ Max}(11.45 ; 10.24) = 4.58 \text{ KN.m}$

$M_D = 0,4 \text{ Max}(M_0^{CD} ; M_0^{DE}) = 0,4 \text{ Max}(10.24 ; 11.45) = 4.58 \text{ KN.m}$

➤ Moments En travées

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - \frac{(M_w + M_e)}{2}$.
- $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$ dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$ dans une travée de rive.

Travée (AB) ,(BC), (CD),(DE)et (EF)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{(AB)} \geq 1,06.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 10.47 \text{ KN.m} \\ M_T^{(AB)} \geq 0,63.M_0^{AB} = 9.29 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 10.47 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{(BC)} \geq 1,06.M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 6.16\text{KN.m} \\ M_T^{(BC)} \geq 0,53.M_0^{BC} = 6.06\text{KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 6.16 \text{ KN.m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{(CD)} \geq 1,06.M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 6.27\text{KN.m} \\ M_T^{(CD)} \geq 0,53.M_0^{CD} = 5.42\text{KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(CD)} = 6.27 \text{ KN.m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{(DE)} \geq 1,06.M_0^{DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 6.16\text{KN.m} \\ M_T^{(DE)} \geq 0,53.M_0^{DE} = 6.06\text{KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(DE)} = 6.16 \text{ KN.m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{(EF)} \geq 1,06.M_0^{EF} - \frac{M_E + M_F}{2} = 10.47\text{KN.m} \\ M_T^{(EF)} \geq 0,63.M_0^{EF} = 9.29\text{KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(EF)} = 10.47 \text{ KN.m.}$$

➤ **Efforts tranchants**

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + q_u \frac{L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - q_u \frac{L}{2} \end{array} \right.$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{array} \right.$

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{2.95 - 7.37}{4.20} + 6,69 \frac{4.20}{2} = 12.99 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{2.95 - 7.37}{4.20} - 6,69 \frac{4.20}{2} = -15.10 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{7.37 - 4.58}{3.70} + 6,69 \frac{3.70}{2} = 13.13 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{7,37 - 4.58}{3.70} - 6,69 \frac{3.70}{2} = -11.62 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (C-D)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{4.58 - 4.58}{3.50} + 6,69 \frac{3.50}{2} = 11.71 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{4.58 - 4.58}{3.50} - 6,69 \frac{3.50}{2} = -11.71 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (D-E)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{4.58 - 7.37}{3.70} + 6,69 \frac{3.70}{2} = 11.62 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{4.58 - 7,37}{3.70} - 6,69 \frac{3.70}{2} = -13.13 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (E-F)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{7.37 - 2.95}{4.20} + 6,69 \frac{4.20}{2} = 15.10 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{7.37 - 2.95}{4.20} - 6,69 \frac{4.20}{2} = -12.99 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles Etages Courant ET(RDC).

Type	Travée	L (m)	E.L.U						E.L.S					
			M(KN.m) et T(KN)						M(KN.m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	AB	4.20	14.75	2.95	7.37	10.47	12.99	-15.10	10.69	2.14	5.35	7.59	9.42	-10.94
	BC	3.70	11.45	7.37	4.58	6.16	13.13	-11.62	8.30	5.35	3.32	4.46	9.50	-8.40
	CD	3.50	10.24	4.58	4.58	6.27	11.71	-11.71	7.43	3.32	3.32	4.56	8.48	-8.48
	DE	3.70	11.45	4.58	7.37	6.16	11.62	-13.13	8.30	3.32	5.35	4.46	8.40	-9.50
	EF	4.20	14.75	7.37	2.92	10.47	15.10	-12.99	10.69	5.35	2.14	7.59	10.94	-9.42
2	CD	3.50	10.24	2.05	6.87	6.45	10.80	-12.56	7.43	1.49	4.98	4.68	7.49	-9.48
	DE	3.70	11.45	6.87	2.29	7.55	13.62	-11.14	8.30	4.98	1.66	5.48	9.87	-8.07
3	BC	3.70	11.45	2.29	5.72	8.13	11.45	-13.31	8.30	1.66	4.15	5.89	8.30	-9.46
	CD	3.50	10.24	5.72	5.72	5.43	11.71	-11.71	7.43	4.15	4.15	3.93	8.48	-8.48
	DE	3.70	11.45	5.72	2.29	8.13	13.31	-11.45	8.30	4.15	1.66	5.89	9.46	-8.30

III.4.1.2. Détermination de ferrailage des poutrelles RDC , étages courants (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:

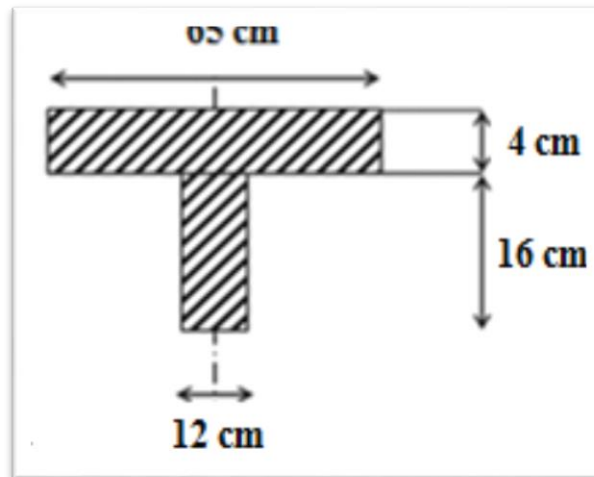


Figure III.4: La section de la poutrelle calculée (en T).

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes à L'ELU:

$$\begin{cases} M_{0 \max} = 14.75 \text{ KN.m.} \\ M_{t \max} = 10.47 \text{ KN.m.} \\ M_{a(\text{rive}) \max} = 2.95 \text{ KN.m.} \\ M_{a(\text{intermédiaire}) \max} = 7.37 \text{ KN.m.} \\ T_{\max} = 15.10 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ a) Ferrailage en travée

a.1) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

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

$$M_{t \text{ ab}} = 65 \times 4 \times 14,17(18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t \max} = 10.47 \text{ KN.m} < M_{t \text{ b}} = 58,95 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow M_t'' < M_0.$$

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 $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{t \max} = 10.47 \text{ KN.m}$.

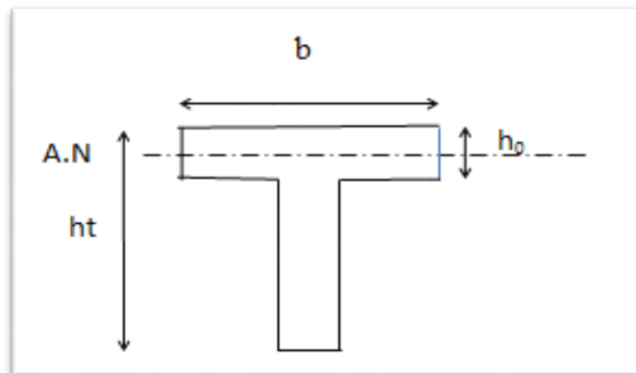


Figure III.5: Position de l'axe neutre.

a.2)Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10.47 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,035 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\mu = 0,035 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,00.045$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,982$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.47 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 348} = 1.70 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 1.70 \text{ cm}^2.$$

a.3)Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 art A.4.2.1)

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

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[1.30 ; 1.41]$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1.41; 1.70) = 1.70 \text{ cm}^2.$$

Le choix

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

➤ **b) Ferrailage Sur appuis**

b.1) Appuis intermédiaire

Etat- limite ultime de résistance.

$$M_a^u \text{ max (intermediaire)} = 7.37 \text{ KN.m.}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension:

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2.$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{intermediaire})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7.37 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,134 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,180;$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,928;$$

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

$$A_{s(\text{intermediaire})} = \frac{M_{a(\text{intermediaire})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.37 \times 10^3}{0,928 \times 18 \times 348} = 1.27 \text{ cm}^2.$$

b.2) Appuis de rive

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 2.95 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{rive})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2.95 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,053 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.68.$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,973$$

$$A_{s(\text{rive})} = \frac{M_{a(\text{rive})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2.95 \times 10^3}{0.973 \times 18 \times 348} = 0.48 \text{ cm}^2.$$

b.3) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0.24; 0.26]$$

$$A_{\min(\text{intermediaire})} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0.26; 1.27) = 1.27 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min(\text{rive})} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0.26; 0.48) = 0.48 \text{ cm}^2.$$

Le choix

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

➤ **c) Vérifications**

c.1) L'influence de l'effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15.10 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,70 \text{ MPa}.$$

Fissuration peut nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}.$

$$\tau_u = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{Condition}$$

verifiée.

Pas de risque de cisaillement.

c.2) 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 (donnée a partir du B.A.E.L91 modifier 99).

On choisit 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 : $a = l_a - 2 = 10.31 - 2 = 8.31 \text{ cm}$

$$\bar{V}_u = 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0.267(8,31 \times 1,2) \times 10^2 \times 25 = 66,56 \text{ KN}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 15.10 \text{ KN} \leq 66.56 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition}$$

verifiée

c.3) Section et écartement des armatures transversales A_t

- **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l_{\min}} \right). \quad \phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right) = 5,71 \approx 8 \text{ mm}.$$

On prend

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

- **Calcul des espacements**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0.9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16.2; 40) \text{ cm} \end{cases} \quad S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

- **La section des armatures transversales**

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

$K=1$ (fissuration non préjudiciable).

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

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

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

$$A_t \geq \frac{1,15(0,70 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15 \Rightarrow A_t = 6,85 \cdot 10^{-6}$$

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

• **Pourcentage minimal des armatures transversales**

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,35; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

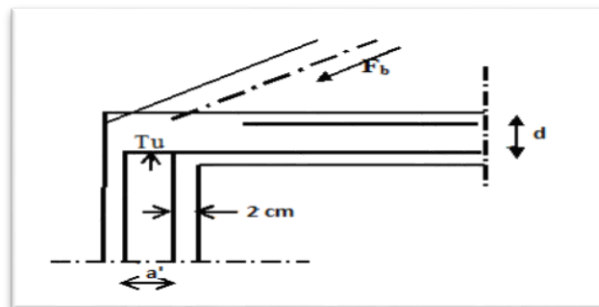
$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,31 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte

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

d) Compression de la bille d'about

La contrainte
bielle est



de compression dans la

Figure III.6: Compression de la bille d'about.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec: } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \quad \text{D'où: } \bar{\sigma}_b = \frac{2.T}{a.b_0}$$

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

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45^0 donc on doit vérifier que :

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

$$\frac{2T_u}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,85 \cdot b_0 \cdot f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 15,10 \times 10^3 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,02 \text{ cm.}$$

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

$$\Rightarrow a' = c - c' - 2cm = 40 - 2 - 2 = 36cm.$$

$a = \min(36 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} > 0,02 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

e) Vérification des armatures longitudinales

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

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} ; A_s = \frac{1,15 \times 15,10 \times 10^3}{400} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq 0,43 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

III.4.1.3. Vérification de ferrailage des poutrelles RDC , étages courants (à l'E.L.S)

a) Vérification à l'E.L.S Au niveau des travées

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_e E 400 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si : } \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

b) 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.4 : Vérification des compressions.

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	α	$\left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appuis	7.37	5.35	0.180	0.439	Condition vérifiée
Travée	10.47	7.59	0.045	0.442	Condition vérifiée

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

c) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

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

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \cdot 0.23 \sum \mu}; \left(\sum \mu : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres} \right).$$

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

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

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

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

$$\tau_s = \frac{15 \cdot 10 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,23 \cdot 0,1507} = 0,48 \text{ MPa}.$$

Donc

$\tau_s = 0,48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 2,84 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

III.4.1.4 Schémas de ferrailage des poutrelles etage courant et RDC

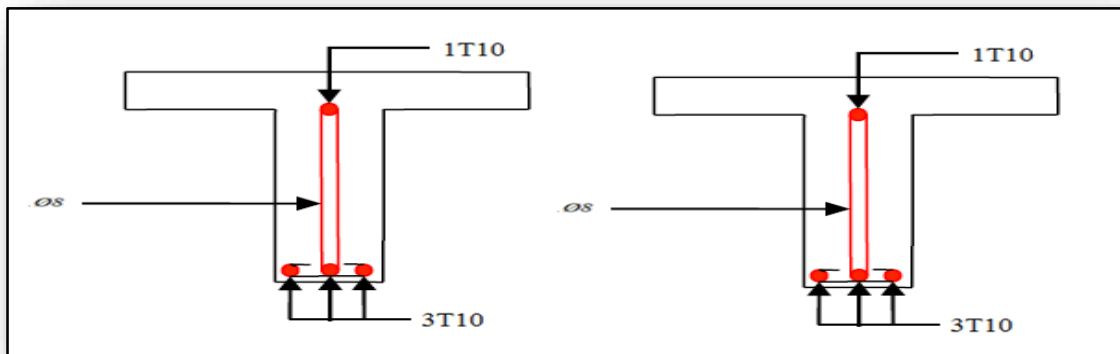


Figure III.7: Ferrailage des poutrelles de rives.

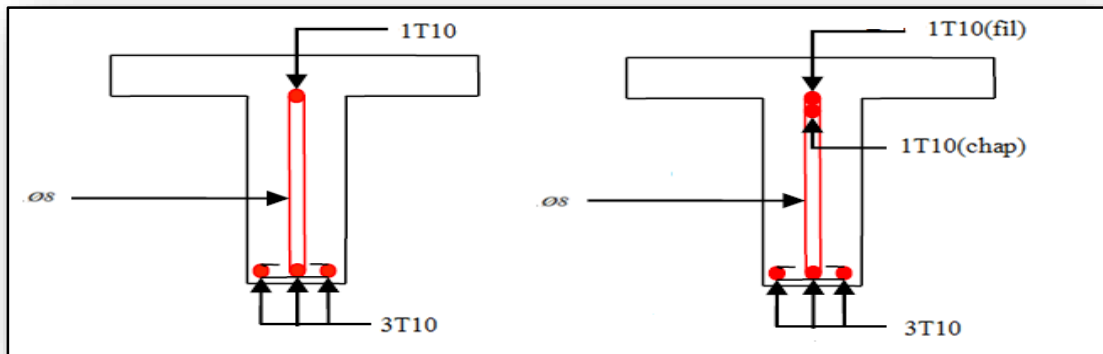


Figure III.8: Ferrailage des poutrelles intermédiaires.

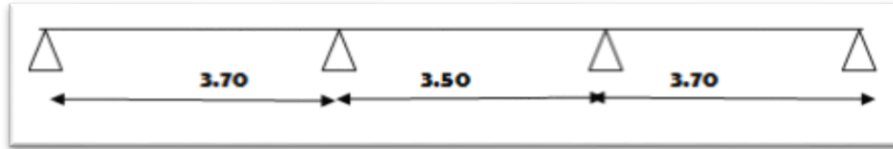
III.4.1.5. Étude des poutrelles (plancher terrasse)

On a deux (02) types des poutrelles selon le nombre et des longueurs des travées

Type 01 : Travées A-B; B-C; C-D; D-E; E-F



Type 02 : Travées B-C; C-D; D-E;



a)Évaluation des charges

Les charges sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.5: évaluation des charges sur les poutrelles(terrasse)

Type de plancher	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	Nu=(1,35G+1,5Q)0.65	Ns=(G+Q)0.65
Plancher terrasse	6.40	1.00	6.59	4.81

b)Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- la charge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2G = 12.80 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2);$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq 12.80 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

- le rapport entre les travées successives. $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Tableau III.6 : Rapport entre les travées successives.(terrasse)

Travées	A-B	B-C	C-D	D- E	E- F
Portée	4.20	3.70	3.50	3.70	4.20
Rapport	1.13	1.05	0.94	0.88	

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

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable $\dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différent travée $\dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les planchers terrasse donc la méthode forfaitaire est applicable.

c)Sollicitations

Le plancher de terrasse comporté 02 type des poutrelles

c .1)E.L.U

- $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0.65 = \mathbf{6.59 \text{ KN/ml.}}$
- $\alpha = Q/(G+Q) = 1/(6.40+1) = \mathbf{0.14}$
- $(1+0,3\alpha) = 1.04$ donc on doit tenir compte de **1,04.**
- $(1,2+0,3 \alpha)/2 = \mathbf{0,62}$ (travée de rive).
- $(1+0,3 \alpha)/2 = \mathbf{0,52}$ (travée intermédiaire).

c.1)E.L.S

• $q_s = (G + Q) \times 0,65 \rightarrow q_s = 4,81 \text{ KN/ml.}$

Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse).

Type	Travée	L (m)	E.L.U						E.L.S					
			M(KN.m) et T(KN)						M(KN.m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	AB	4.20	14.53	2.91	7.27	10.02	12.80	-14.87	10.61	2.12	5.30	7.32	9.34	-10.86
	BC	3.70	11.28	7.27	4.51	5.86	12.93	-11.44	8.23	5.30	3.29	4.28	9.44	-8.36
	CD	3.50	10.09	4.51	4.51	5.98	11.53	-11.53	7.35	3.29	3.29	4.36	8.42	-8.42
	DE	3.70	11.28	4.51	7.37	5.86	11.44	-12.93	8.23	3.29	5.30	4.28	8.36	-9.44
	EF	4.20	14.53	7.27	2.91	10.02	14.87	-12.80	10.61	5.30	2.12	7.32	10.86	-9.34
2	BC	3.70	11.28	2.26	5.62	7.79	11.28	-13.09	8.23	1.65	4.11	5.65	8.23	-9.56
	CD	3.50	10.09	5.62	5.62	5.25	11.53	-11.53	7.35	4.11	4.11	3.83	8.42	-8.42
	DE	3.70	11.28	5.62	2.26	7.79	13.09	-11.28	8.23	4.11	1.65	5.65	9.56	-8.23

III.4.1.6. Détermination de ferrailage des poutrelles plancher terrasse (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 de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes à l'ELU:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0 \max} = 14.53 \text{ KN.m.} \\ M_{t \max} = 10.02 \text{ KN.m.} \\ M_{a(\text{rive}) \max} = 2.91 \text{ KN.m.} \\ M_{a(\text{intermédiaire}) \max} = 7.27 \text{ KN.m.} \\ T_{\max} = 14.87 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

➤ **a) Ferrailage en travée**

a.1) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

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

$$M_{t \text{ ab}} = 65 \times 4 \times 14,17(18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{\max}} = 10.02 \text{ KN.m} < M_{t_b} = 58,95 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow M_t'' < M_0.$$

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 $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{t_{\max}} = 10.47 \text{ KN.m}$.

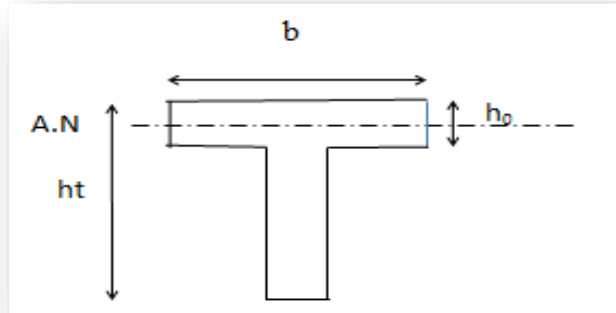


Figure III.9: Position de l'axe neutre.

a.2) Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10.02 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,033 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0. \quad \mu = 0,033 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,989$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.02 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 1,63 \text{ cm}^2.$$

a.3) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 art A.4.2.1)

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

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,30 ; 1,41]$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min} ; A_{\text{cal}}) = \max(1,41 ; 1,63) = 1,63 \text{ cm}^2.$$

Le choix

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

➤ **b) Ferrailage Sur appuis**

b.1) Appuis intermédiaire

Etat- limite ultime de résistance.

$$M_a^u \text{ max (intermediaire)} = 7.27 \text{ KN.m.}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension:

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2.$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{intermediaire})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7.27 \times 10^3}{14.17 \times (18)^2 \times 12} = 0,132 < 0,392 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.177;$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.929;$$

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

$$A_{s(\text{intermediaire})} = \frac{M_{a(\text{intermediaire})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.27 \times 10^3}{0.929 \times 18 \times 348} = 1.25 \text{ cm}^2.$$

b.2) Appuis de rive

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 2.91 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{rive})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2.91 \times 10^3}{14.17 \times (18)^2 \times 12} = < 0.042 \rightarrow A_s' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.053.$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.979$$

$$A_{s(\text{rive})} = \frac{M_{a(\text{rive})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2.91 \times 10^3}{0.979 \times 18 \times 348} = 0.37 \text{ cm}^2.$$

b.3) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0.24; 0.26]$$

$$A_{\min(\text{intermediaire})} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0.26; 1.25) = 1.25 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min(\text{rive})} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0.26; 0.37) = 0.37 \text{ cm}^2.$$

Le choix

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

➤ c) Vérifications

c.1) L'influence de l'effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{14.87 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0.69 \text{ MPa} .$$

Fissuration peut nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} .$

$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition**

verifiée.

Pas de risque de cisaillement.

c.2) 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 :

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

l_a : Longueur d'ancrage.

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

On choisit 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 : $a = l_a - 2 = 10.31 - 2 = 8.31 \text{ cm}$

$\bar{V}_u = 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0.267(8.31 \times 1.2) \times 10^2 \times 25 = 66.56 \text{ KN}$

$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 14.87 \text{ KN} \leq 66.56 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition

verifiée

c.3) Section et écartement des armatures transversales A_t

- **Diamètre des armatures transversales**

$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1\min} \right) . \quad \phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right) = 5.71 \approx 8 \text{ mm} .$

On prend

$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1\phi 8 = 0.5 \text{ cm}^2$

- **Calcul des espacements**

$\begin{cases} S_t \leq \min(0.9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16.2; 40) \text{ cm} \end{cases} \quad S_t \leq 16.20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} .$

- **La section des armatures transversales**

$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0.3k \cdot f_{tj} \right)}{0.9 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$

$K=1$ (fissuration non préjudiciable).

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

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

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

$$A_t \geq \frac{1,15(0,69 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15 \Rightarrow A_t = 5,87 \cdot 10^{-6}$$

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

• **Pourcentage minimal des armatures transversales**

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,34 ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

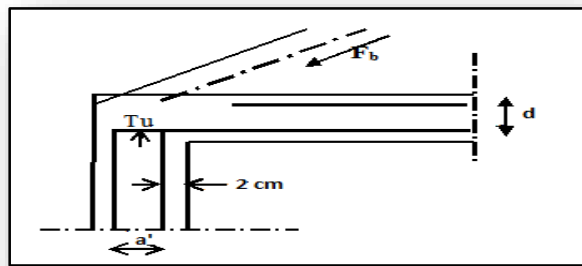
$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_c} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,31 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte

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

d) Compression de

La contrainte dans la bielle est



la bille d'about de compression

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

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec: } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \quad \text{D'où: } \bar{\sigma}_b = \frac{2.T}{a.b_0}$$

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

On doit avoir: $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

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

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

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,85 \cdot b_0 \cdot f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 14,87 \times 10^3 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,02 \text{ cm}$$

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

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

$a = \min (36 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} > 0.02 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

e) Vérification des armatures longitudinales

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

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} ; A_s = \frac{1.15 \times 14.87 \times 10^3}{400} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \geq 0,43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

III.4.1.7. Vérification de ferrailage des poutrelles plancher terrasse (à l'E.L.S)

a) Vérification à l'E.L.S Au niveau des travées

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_e E 400 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si : } \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

b) 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.8 : Vérification des compressions.

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	α	$\left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appuis	7.27	5.30	0.132	0.436	Condition vérifiée
Travée	10.02	7.32	0.043	0.434	Condition vérifiée

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

c) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

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

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \cdot 0.23 \sum \mu} ; \left(\sum \mu : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres} \right).$$

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

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

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

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

$$\tau_s = \frac{14.87 \times 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,23 \cdot 15,07} = 0,48 \text{ MPa.}$$

Donc

$\tau_s = 0,48 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

d) 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 :

$$L_{max} = 4.20m$$

$$F_{adm} = \frac{420}{500} = 0,84 m.$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{420} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,048 \geq 0,044) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{0,ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{420} \geq \frac{7,32}{10 \times 10,61} \right) \Rightarrow (0,048 \geq 0,068) \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{L}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12,18} = 0,194 \geq \frac{4,20}{400} = 0,010 \right) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Vu que la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

On va calculer

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{fi}} ; F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}}$$

F_i : Flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : Flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec :

$$E_{ij} = \sqrt[3]{11000(f_{c28})} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = \sqrt[3]{3700(f_{c28})} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i};$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g};$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G ;

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées ;

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

1 Détermination du centre de gravité

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

$$y_G = \frac{(65,4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4)12(20 - 4) / 2] + 15,2 \cdot 36,3}{(65,4) + (20 - 4)12 + 15,2 \cdot 36};$$

$$y_G = 12.90 \text{ cm.}$$

2 Détermination du moment d'inertie

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

$$I_g = \frac{65(12,90)^3}{3} - \frac{(65 - 12)(12,90 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,90)^3}{3} + 15 \cdot 2,36(18 - 12,90)^2;$$

$$I_g = 36409.54 \text{ cm}^4.$$

3 Charges prises en comptes

1-Charge avant mise de revêtement : $j = 2.80 \times 0.65 = 1.82 \text{ KN/m}^2$.

2-Charge après mise de revêtement : $G = 6.40 \times 0,65 = 4.16 \text{ KN/m}^2$.

3-Charge total à l'E.L.S : $P = (G + Q); P = (6.40 + 1) \times 0.65 = 4.81 \text{ KN/m}^2$.

4 Calcul des moments correspondants

$$M_j = 0,85 \times j \times L^2 / 8 = [0,85 \times 1.82 \times (4.20)^2] / 8 = 3.41 \text{ KN.m.}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 = [0,85 \times 4.16 \times (4.20)^2] / 8 = 7.79 \text{ KN.m.}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times L^2 / 8 = [0,85 \times 4.81 \times (4.20)^2] / 8 = 9.015 \text{ KN.m.}$$

5 calcul des contraintes

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{3.41 \cdot 10^3}{2.36 \times 17.69} = 81.08 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{7.79 \cdot 10^3}{2.36 \times 17.69} = 185.23 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{9.015 \cdot 10^3}{2.36 \times 17.69} = 214.36 \text{ MPa.}$$

6 - Calcul des coefficients

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,011.$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3(12)/64) \cdot 0,011} = 3,74.$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = 1.50.$$

7 - Calcul des coefficients (μ_i)

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{(1,75.2,1)}{(4.0,011.81,08) + 2,1} \right] = 0.65$$

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{(1,75.2,1)}{(4.0,011.185,23) + 2,1} \right] = 0.36.$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{(1,75.2,1)}{(4.0,011.214,36) + 2,1} \right] = 0.32$$

8 - Calcul des moments d'inertie après fissuration

$$I_{Fi} = \frac{1,1.I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G$$

Avec :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

avec : $d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0,10 + 2) = 17,9 \text{ cm}$

$$I_0 = \frac{65.20^3}{12} + 15 \left[2,36 \left(\frac{20}{2} - 17,9 \right)^2 + 0 \right] = 45542.64 \text{ cm}^4$$

$$I_{FJ} = \frac{1,1.45542,64}{(1 + 3,74.0,65)} = 14601.25 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{FG} = \frac{1,1.44875,98}{(1 + 3,74.0,32)} = 21350.54 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{FP} = \frac{1,1.44875,98}{(1 + 3,74.0,36)} = 22804.49 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{FV} = \frac{1,1.45542,62}{(1 + 1,50.0,36)} = 32530.46 \text{ cm}^4.$$

9 Calcul des valeurs de la flèche correspondantes

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 \times E_i \times I_{FI}} ;$$

$$F_{ij} = \frac{3,14 \times (4,20)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 14601.25} = 0.12 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = \frac{9,015 \times (4,2)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 22804,49} = 0.21 \text{ cm.}$$

$$F_{ig} = \frac{7,79 \times (4,20)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 21350,54} = 0,20 \text{ cm.}$$

$$F_{vg} = \frac{7,79 \times (4,2)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 32530,64} = 0,13 \text{ cm.}$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{total} = 0,13 - 0,13 + 0,21 - 0,20 = 0,02 \text{ cm}$$

$$F_{total} = 0,02 \text{ cm}$$

$F_{total} = 0,02 \text{ cm} < f_{adm} = 0,86 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

III.4.1.8. Schémas ferrailage des poutrelles (Terrasse)

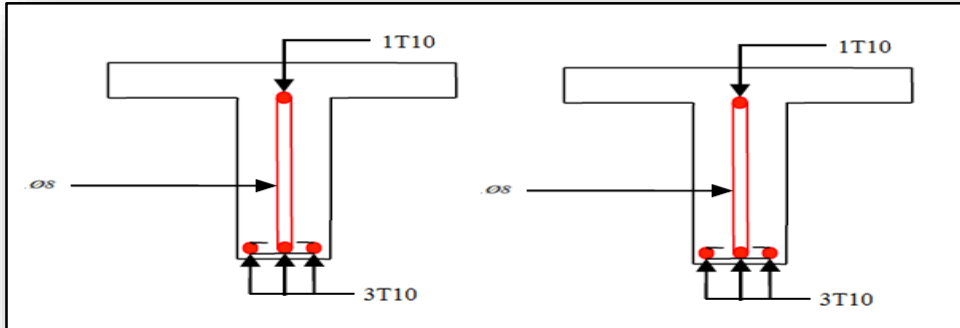


Figure III.11: Ferrailage des poutrelles de rives.

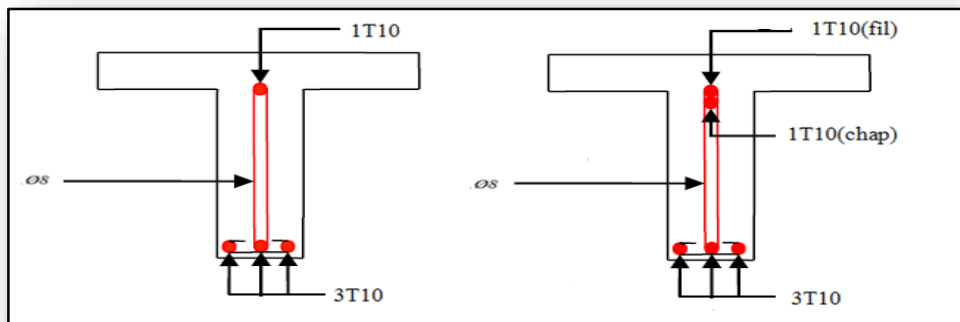


Figure III.12: Ferrailage des poutrelles intermédiaires

III.4.2. 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**

$A_{\perp} \geq 200/f_e$ (cm²/ml) si $l \leq 50\text{cm}$.
 $A_{\perp} \geq 4l/f_e$ (cm²/ml) 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**

$A_{//} \geq A_{\perp}/2$
 $L = 0,65 \text{ m}$.
 $F_e = 235\text{MPa}$.

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

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

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

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

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.

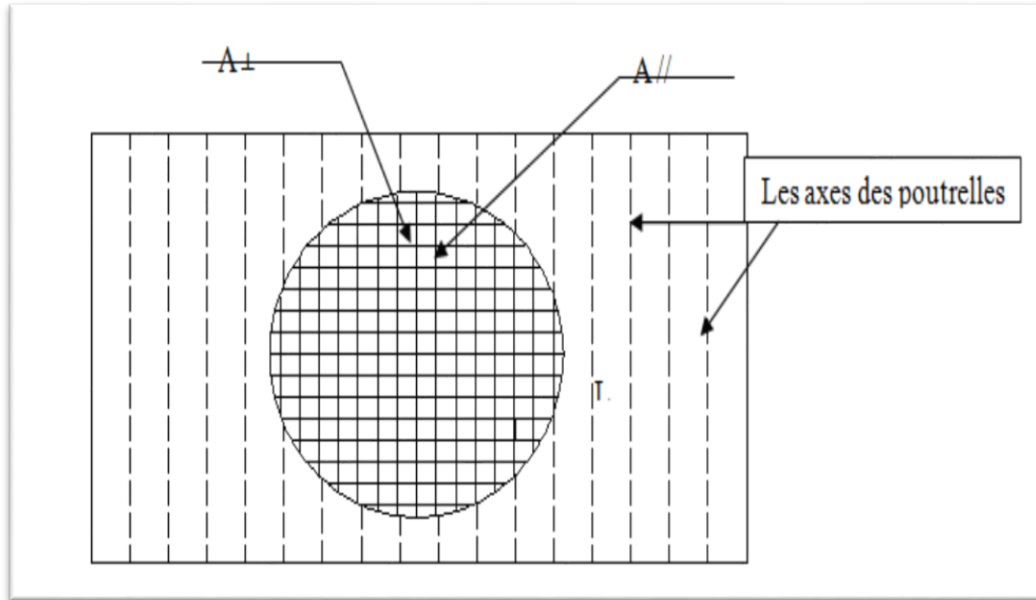


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.5. Étude a dalle pleine

III.5.1. Épaisseur minimale requise h_0

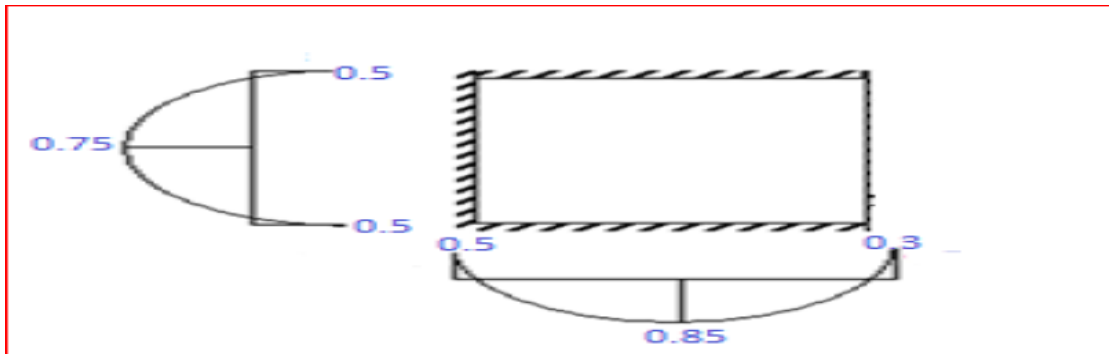


Figure III.14 : Panneau rive de dalle le plus sollicité.

Avec

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} \quad \text{Si } \alpha < 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{Si } \alpha > 0.4$$

l_x : la petite portée du panneau de dalle.

L_y : la grande portée du panneau de dalle.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{140}{370} = 0,39$$

$0,39 < 0,4$ la dalle travaille suivant un seul sens. (sens de la petite portée du panneau de dalle)

➤ **Panneau rive**

III.5.2 déterminer les sollicitation

$L_x = 140 \text{ cm}$; $L_y = 370 \text{ cm}$.

a) Chargement

➤ **Charge permanente**

$G = 5,29 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Charge d'exploitation**

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Charge ultime**

$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = 9,39 \text{ KN/m}$.

b) Moment isostatique

➤ **Sens l_x**

$$M_{ox} = \frac{q \cdot l_x^2}{8} = \frac{9,39 \times 1,40^2}{8} = 2,30 \text{ KN. m.}$$

c) Moments en travée et sur appuis

$M_{tx} = 0,85 \times M_{ox} = 1,96 \text{ KN. m.}$

$M_{ax} = 0,5 \times M_{ox} = 1,15 \text{ KN. m.}$

III.5.3 Calcul de ferrailage

➤ **à l'E.L.U**

Pour une bande de 1m de largeur ($b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$).

a) Les armatures (en travée)

➤ **Sens l_x**

$M_{tx} = 1,96 \text{ KN. m.}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{1,96 \cdot 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,01 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,01 \quad \alpha = 0,0125 \quad \beta = 0,995 \quad z = d \cdot \beta = 0,134 \text{ m}$$

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

$$A_{tsx} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_s} = \frac{1,96 \times 10^3}{0,134 \times 348} = 0,43 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

b) Les armatures (sur appui)

$M_{ax} = 1,15 \text{ KN. m.}$

$$\mu = \frac{\text{Max}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{1.15 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0.004 < 0.392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,004 \quad \alpha = 0.051 \quad \beta = 0,979 \quad z = d \cdot \beta = 0.132m$$

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

$$A_{asx} = \frac{\text{Max}}{z \cdot \sigma_s} = \frac{1.15 \times 10^3}{0.132 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

c) condition de non fragilité

$$A_{x \text{ min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

➤ **En travée**

$$A_{tx} = \max (A_{x \text{ min}}; A_{tsx}) = \max (1,63 ; 0.43) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

➤ **Sur appui**

$$A_{ax} = \max (A_{x \text{ min}}; A_a) = \max (1,63 ; 0.20) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d) Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)

$$\text{sens Lx} \begin{cases} S_{tx} \leq \min (3 \cdot h_0 ; 33 \text{ cm}); \\ S_{tx} \leq \min (3.15 ; 33 \text{ cm}); \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm.} \end{cases}$$

e) Le choix des aciers

➤ **En travée**

$$\text{Sens Lx} \begin{cases} A_{tx} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ P/m} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 25 \text{ cm.} \end{cases}$$

➤ **Sur appui**

$$\begin{cases} A_{a \text{ inter}} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{a \text{ inter}} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ P/m} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm.} \end{cases}$$

• **Armature de répartition**

$$A_{tr} = \frac{A_{sx}}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ P/m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 33 \text{ cm.} \end{cases}$$

f) vérification de la résistance vis-à-vis en cisaillement

- 1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur ;
- 2) l'épaisseur de la dalle est de 15 cm ;
- 3) on vérifie l'effort tranchant :

$$\alpha < 0,4 \left\{ V_x = \frac{q \times l_x}{2} = \frac{9,39 \times 1.4}{2} = 6.57 \text{ KN.} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{6.57 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,049 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,049 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

De (1), (2) et (3) : Pas de risque de cisaillement.

à L'E.L.S (pour vérifications)

g)Chargement

$$G=5,11 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=1.5 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Charge service**

$$Q_{\text{ser}}=(G+Q) = 6.79\text{KN/m}.$$

h)Sollicitations

on a : $\alpha= 0,39<0,4$ la dalle travaille suivant un seul sens.

➤ **Moment isostatique**

• **Sens lx**

$$M_{\text{ox}}= \frac{q.lx^2}{8} = \frac{6.79 \times 1.4^2}{8} = 1.66 \text{ KN. m.}$$

➤ **Moments en travée et sur appuis**

$$M_{\text{tx}}= 0,85 \times M_{\text{ox}}= 1.41 \text{ KN. m.}$$

$$M_a = 0,5.M_{\text{ox}}= 0.93 \text{ KN. m.}$$

i)Vérification des contraintes dans le béton

➤ **Suivant L_x**

• **En travée**

$$M_{\text{tx}} = 1.41 \text{ KN.m} ;$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ mL} ; A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y)

$$Y= \frac{by^2}{2} + n.A'_s (y - d) - nA_s(d - y) = 0.$$

On à :

$$A_s'=0 ; \text{ et } n=15. \quad b=100 \text{ m} \quad d= 13.5 \text{ m}$$

D'ou :

$$50y^2 + 15 \times 3.14(y - 13,5) = 0.$$

Donc

$$y= 3,13 \text{ cm.}$$

• **Calcul du moment d'inertie**

$$I = by^3/12 + 15A_s(d - y)^2.$$

$$I = 100. (3,13)^3/12 + 15. 3.14(13,5 - 3,13)^2 \Rightarrow I = 5320.52 \text{ cm}^4.$$

• **La contrainte dans le béton σ_{bc}**

$$\sigma_{bc}=K.y= (M_{\text{ser}}/I).y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.41.10^3}{5320.52} \times 3,13 = 0.83 \text{ MPa.}$$

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

Alors

$$\sigma_{bc}=0.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

• **Sur appuis**

$$M_a = 0.93 \text{ KN.m} ; A_a = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ ml} , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y)

CHAPITRE IV:
Calcule Et Ferrailage
Des Eléments
Non Structuraux

IV.1.Introduction :

On appelle les éléments non-structuraux tous les éléments, qui aient une faible résistance la structure ou qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

On peut énumérer comme suit :

Acrotère

- Escaliers
- Poutre brisée
- Balcons

IV.1Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il sera calculé verticale encasté au niveau des poutres périphériques. Il est soumis a un effort G dû à son poids propre et a un effort latérale Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur

IV.1.1.Calcul des sollicitations

➤ Poids propre :

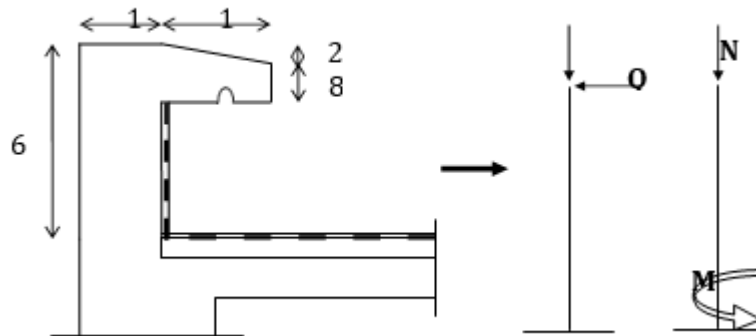


Figure IV. 1: Coupe verticale de l'acrotère.

$$s = \left[\frac{0,25 \times 0,02}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,15 \times 0,08) \right]$$

$$S=0,0745$$

$$G = S \times y_b$$

$$G=0,0745 \times 25 = 1,625 \text{ kn/ml}$$

➤ **Effort normal :**

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1 \text{ KN/m}$

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,625 = 2,193 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = NG = 1,625 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moment de flexion :**

$$M_u = 1,5 \times Q \times h$$

$$M_u = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = NQ = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,7 \text{ KN/m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

➤ **Effort tranchant :**

$$V = NQ = 1 \text{ KN}$$

$$V_u = 1,5 \times v = 1,5 \text{ KN}$$

$$V_{ser} = v = 1 \text{ KN}$$

➤ **Enrobage :**

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

➤ **L'excentricité:**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,193} = 0,41 \text{ m [A 4.3.5 BAEL 91/99]}$$

$$\frac{ep}{2} = \frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \leq 0,39 \text{ m}$$

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

IV.1.2 Vérifications si la section est Partiellement ou entièrement comprimée ;

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2,193 (0,41 + 0,05 - 0,02) = 1,052 \text{ KN.m}$$

$$(d - c') N_u - M_u = (0,09 - 0,02) 2,193 - 1,052 = -0,89 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c') f_{bc} \times bh = (0,337 \times 0,1 - 0,8 \times 0,02) 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,20 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}$.

IV.1.3. Calcul du ferrailage (E. L. U. R)

$$u = \frac{M_u}{b d^2 F_{bc}} = \frac{1,052 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0091$$

$$u_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1) = 0,392$$

$$u = 0,0091 < u_1 (0,392)$$

$$\mu = 0,0091 \text{ donc } A' = 0$$

➤ **On calcul:**

$$\beta = 1 - 0,4 \mu$$

$$\beta = 0,99$$

$$z = \beta \times d = 0,0896$$

A_{fs} : section d'armatures en flexion simple

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1,052 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$d = 0,9 h = 9 \text{ cm} \quad \gamma_s = 348 \text{ MPA}$

A_{fc} : section d'armatures en flexion composée

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,351 - \frac{2,784 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,27 \text{ cm}^2$$

IV.1.3.1. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire ;

➤ **Les armatures principales :**

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = \frac{1,72 \text{ cm}^2}{\text{ml}} \text{ [A 4.2. BAEL 91/99]}$$

$A_{s \min} = 1,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A \max(A_s; A_{s_t}; A_{s \min}) = 1,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$

D'après tableaux de ferrailage

⇒ On adopte $4\emptyset 8 = 2,01$

➤ **Les armatures de répartition ;**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,72}{4} = 0,43 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ [A 8.2.4.1 BAEL 91/99]}$$

⇒ On adopte $A_s = 4\emptyset 8 = 2,01$

➤ **Vérification des contraintes (E. L. S) ;**

➤ $M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$

$M_{ser} = 1,83 \times (0,38 - 0,02 + 0,1) = 0,56 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{ser} = 0,56 \text{ kN} \cdot \text{m}$

➤ **Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$I = 1064,68 \text{ cm}^4$

IV.1.3.2. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{560}{1064,68} \times 1,59 = 0,83 \text{ MPA}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times F_{C28} = 15 \text{ MPA}$

$\sigma_b = 0,83 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$. Condition vérifiée

IV.1.3.3. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} ;

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6\text{mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \min [266,67 ; 201,63] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{560}{1064,049} (9 - 1,59) = 58,497 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 58,4974 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition.. vérifiée}$$

IV.1.3.4. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \text{ [A5.1.1. BAEL 91/99]}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

IV.1.3.5. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F = 4.C A.W \text{ [6.3 RPA 99]}$$

Les coefficients A, C p. et W p sont obtenus par le RPA99v2003 tableau (6-1) :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,10

C p : Facteur de force horizontale

W p : Poids propre de l'acrotère

Fp : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5.Q.A = F_p = 4 \times 0,10 \times 1,71 \times 0,8 = 0,547 \text{ KN}$

$F_p = 0,547 \text{ KN} < 1,5.Q = 1,5 \text{ KN}$ Conditions vérifiées

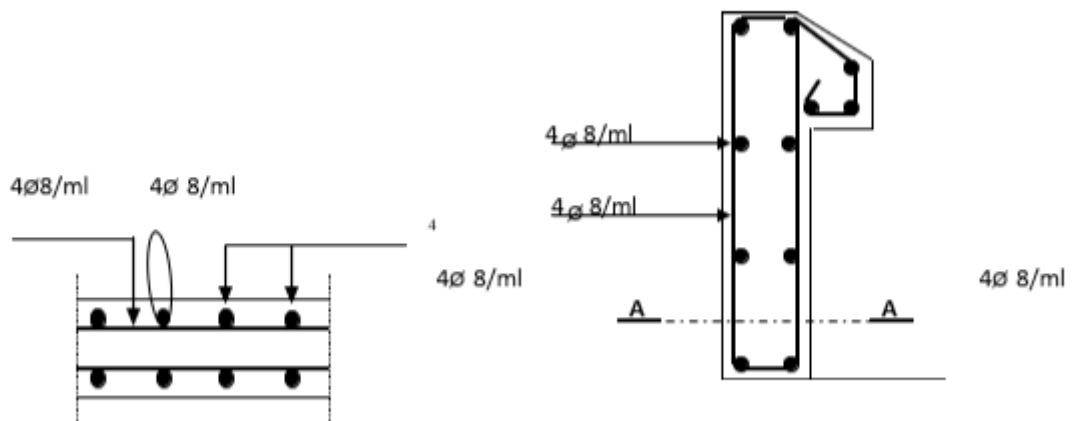


Figure IV. 2:Schéma Du Ferrailage D'acrotère

IV.2.Balcon :

IV.2.1.Introduction

Un balcon est un élément d'ouvrage .lepus souvent architectural qui donne de la vie aux façades de nos bâtiments .

Souvent difficile á réaliser , il doit répondre a de nombreuses obligations telles que la résistance mécanique, la protection contre les chutes l'optimisation de ponts thermiques au droit des façade, la sécurité incendie

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

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique $e > 12\text{cm}$ –

Sécurité en matière d'incendie $e = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu Donc on adopte $e = 15\text{cm}$

Dans notre étude on a un deux type de balcons.

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire.

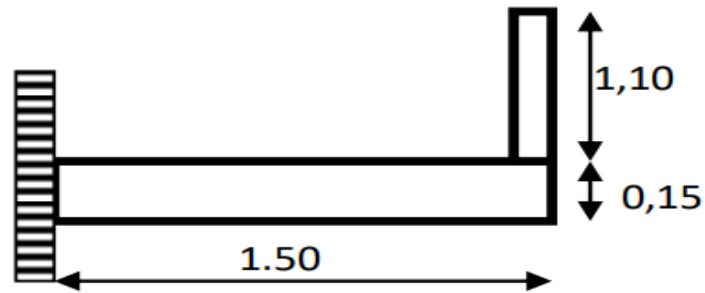


Figure IV3: Schéma Du Balcon

IV.2.2.Exemple de calcul (type 1)

IV.2.2.1.combinatison des charges

Poids propre $G= 5,25 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge $Q =3,5 \text{ KN/m}^2$.

ELU

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u/ml = 12,33 \times 1 = 12,33 \text{ KN/ml}$$

IV.2.2.2.Calcul de la charge concentrée

La charge concentrée due au garde corps

$$P = \gamma \times b \times h \times 1m = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1m = 1,469 \text{ KN.}$$

$$P_U = 1,35P = 1,98 \text{ KN.}$$

$$P_S = 1,469 \text{ KN.}$$

ELS

$$Q_{ser} = G + Q = 8,75 \text{ KN.ml,}$$

$$P_{ser} = 1,46 \text{ KN}$$

- Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max

ELU

$$M_u = (Q_u \times L^2 / 2) + (P_u \times L)$$

$$= (12,33 \times 1,5^2 / 2) + (1,983 \times 1,5) = -16,879 \text{ KN.m}$$

$$T_u = (Q_u \times L) + p_u = (12,33 \times 1,5) + 1,983 = 20,523 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$d = 0,9 \quad h = 13,5 \text{ cm}$$

➤ ELS

$$Q_s = Q + G = 5,25 + 3,5 = 8,75 \text{ KN ml}$$

$$P_s = 1,469 \text{ KN}$$

$$T_s = (Q_s \times L) + (p_s) = (8,75 \times 1,5) + (1,469) = 14,594 \text{ KN.m}$$

Tableau IV. 1 : Sollicitations maximal

Sollicitations maximal	ELU	ELS
Tmax	20,523	14,594
Mmax	16,879	12,0435

IV.2.2.4 Calcul Du Ferrailage :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2Fbc}$$

$\beta = 1 - 0,4\mu$

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Avec ;

$b = 100$, $d = 13,5$

Après les calculs on trouve :

$\mu = 0,065$

$\beta = 0,995$

$A_s = 3,68$

$4\phi 12$ Pm

$A_s = 4,52$

$St = 33\text{cm}$

$Ar = A_s/4 = 1,13\text{Cm}^2$

Adopt= $4\phi 8$

$A_s = 2,01$

$st = 33\text{ cm}$

IV.2.3.Vérifications

IV.2.3.1. Condition de non fragilité

$A_{min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63\text{ cm}^2/\text{ml}$ [A 4.1.1 BAEL 91/99]

$A = 3,68\text{cm}^2 > A_{min} = 1,63\text{cm}^2$Condition vérifiée.

IV.2.3.2. Contrainte de cisaillement ;

$\tau = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{20,53 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,15\text{Mpa}$ [A 5.1.1 BAEL 91/99]

$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_c ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable)

$\tau_u = 0,15\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$ Condition vérifiée.

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

IV.2.3.3. Contrainte d'adhérence ;

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{20,53 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 12,56 \times 10^2} = 1,34 \text{ MPa}$$

n: nombre. d' armatures longitudinales tendues (=4)

IV.2.3.4. La vérification des contraintes à l'E.L.S :

IV.2.3.5. Détermination de la position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67,80y - 915,30 = 0 \quad y = 3,65 \text{ cm (position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée)}$$

a) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times (3,65)^3}{3} + 15 \times 4,52 (13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,02 \text{ cm}^4$$

b) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y_1 = \frac{12,0435 \times 10^3 \times 3,65}{8199,02}$$

$$\sigma_b = 5,36 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_b = 5,36 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ [A4.5 .33. BAEL 91/99]}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}; \eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) \text{ Mpa} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_s}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{12,0435 \times 10^3 \times (13,5 - 3)}{8199,02}$$

$$\sigma_{st} = 217,02 \text{ MPA}$$

$$217,02 \text{ Mpa} < \sigma_{st} = 202 \text{ Mpa} \quad \text{Condition no vérifiée.}$$

IV.2.3.6. Vérification de la flèche :

flèche due à la charge reparti

$$F1 = (QL^4/8EI)$$

flèche due à la charge concentrée.

$$F2 = (p L^3 / 3EI)$$

On a :

$$F1 + F2 = F$$

a) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,52 \times 13,5}{100 \times 15 + 4,52 \times 15} = 7,76\text{cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,76\text{cm} \Rightarrow Y_2 = h - Y_1 = 7,24\text{cm}$$

b)- Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7,26)^3}{3} + \frac{100 \times (7,24)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 7,76)^2 = 30460,24\text{cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,15)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 30460,24} \left[\frac{8,75 \times 10^3 \times 150}{8} + \frac{1,469}{3} \right] \Rightarrow F = 0,0717\text{cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 150/250 = 0,6\text{cm}$$

$$F_{cal} = 0,0717\text{cm} < F_{adm} = 0,6\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition. vérifiée.}$$

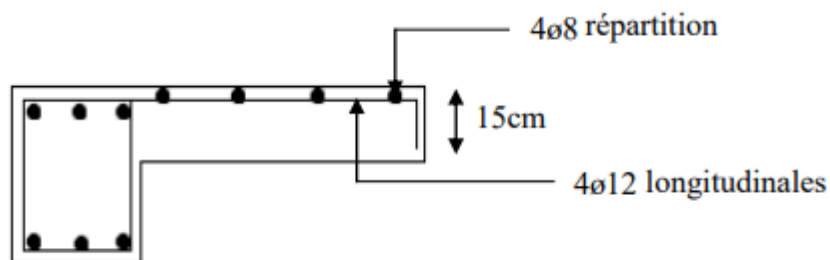


Figure IV. 4: Schéma De Ferrailage Du Balcon

IV.3.1.Exemple de calcul (type 2) ;

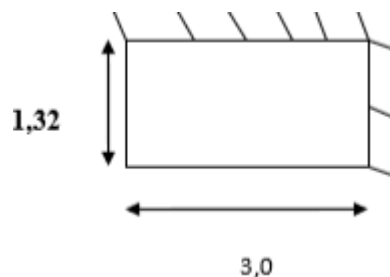


Figure IV5Schéma du balcon

$$L_x=1,32 \text{ m} \quad , \quad L_y=3,07 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,32}{3,07} = 0,6 > 0,4 \text{ La dalle travail dans deux sens}$$

- $G = 5,25 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

IV.3.2 Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max (ELU)

D'après la pàque annexe 1 le tableau suivant (Annexe, E3 du BAEL) :

$$\mu_x = 0,1075 \quad \Longrightarrow \quad M_x = \mu_x \times P_u \times l_x^2$$

$$\mu_y = 0,2948 \quad \Longrightarrow \quad M_y = \mu_y \times M_x$$

Donc :

$$M_x = 2,301 \text{ Kn.m}$$

$$M_y = 0,57 \text{ Kn.m}$$

En Travée

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x \quad \Rightarrow \quad M_{tx} = 2 \text{ KN.M}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y \quad \Rightarrow \quad M_{ty} = 0,48 \text{ KN.m}$$

En appui ;

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x \quad \Rightarrow \quad M_{ax} = 1,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 \times M_y \quad \Rightarrow \quad M_{ay} = 0,17 \text{ KN,m}$$

IV.3.3 Calcule Du Ferrailage;

- **Sur travée**

a) **Sens Lx**

Pour le calcul on prend une bande de 1m

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,2 \text{ MPa} \quad M_{tx} = 2 \text{ KN.}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 F_{bc}} = \frac{2 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,007 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,996$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2 \times 10^3}{0,95 \times 13,5 \times 348} = 0,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Conditions de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pourcentage minimal Art B-5.3.1 BAEL91 :

$$A'_{min} \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max (A_{min} ; A ; A'_{min}) = 3,75 \text{ cm}^2$$

on adopte $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

- **Armatures de répartitions :**

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

on adopte $2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$.

b) **Sens Ly**

$$M_{ty} = 0,48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 F_{bc}} = \frac{0,48 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,0018 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,999$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,48 \times 10^3}{0,999 \times 13,5 \times 348} = 0,10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Conditions de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ [A 4.1.1 BAEL}$$

91/99]

Pourcentage minimal [A B-5.3.1 BAEL91] :

$$A'_{min} \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max (A_{min} ; A ; A'_{min}) = 3,75 \text{ cm}^2$$

on adopte $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = A_{adm} / 4 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ [A 8.2.4.1 BAEL 91/99]}$$

on adopte $2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$.

- **En appui:**

$$M_{ty} = 0,48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 F_{bc}} = \frac{0,48 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,0018 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,999$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,48 \times 10^3}{0,999 \times 13,5 \times 348} = 0,10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Conditions de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pourcentage minimal [A B-5.3.1 BAEL91] :

$$A'_{min} \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max (A_{min} ; A ; A'_{min}) = 3,75 \text{ cm}^2$

on adopte $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

• **Armatures de répartitions**

$$A_r = A_{adm} / 4 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ [A 8.2.4.1 BAEL 91/99]}$$

on adopte $2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$.

Espacement [A-8.2.42 BAEL91] :

a) Sens L_x :

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (45\text{cm} ; 33\text{cm}) \quad e \leq 33\text{cm} \quad \text{On prend : } e = 15\text{cm}$$

b) Sens L_y :

c) $e \leq \min(4h;45\text{cm}) = \min(60 \text{ cm};45\text{cm}) \quad e \leq 45\text{cm}$ on adopte $e = 15\text{cm}$.

• **l'effort tranchant :**

$$V_{ux} = (P_u \cdot L_x) / 2 \times (l_y^4) / (l_x^4 + l_y^4)$$

$$V_{ux} = (12,33 \times 1,32) / 2 \times (3,07^4) / (1,32^4 + 3,07^4)$$

$$V_u = 8,50 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{8,5 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,62 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f ; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0,62 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

• **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau = \frac{v_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{8,5 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 12,56 \times 10} = 0,62 \text{ Mpa}$$

$n = 4$ nombre d'armatures longitudinales tendues

$\mu (2\pi / 2) = 3,14 \text{ cm}$: périmètre d'armatures tendue

$$\bar{\tau}_{sc} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

IV.3.4 Vérification à l'ELS :

$$P = 5,25 + 3,5 = 8,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0,1098 \quad \implies \quad M_x = \mu_x \times P_u \times l_x^2$$

Chapitre IV: Calcul et ferrailage des éléments non structuraux

$$\mu_y = 0.3000 \implies M_Y = \mu_{Y \times} M_X$$

Donc :

$$M_X = 1,671 \text{ Kn.m}$$

$$M_Y = 0,502 \text{ Kn.m}$$

En Travée

$$M_{tx} = 0,85 \times M_X \quad M_{tx} = 1,41 \text{ KN.M}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_Y \quad M_{ty} = 0,42 \text{ KN.m}$$

En appui ;

$$M_{ax} = 0,5 \times M_X \quad M_{tx} = 1,835 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 \times M_Y \quad M_{ty} = 0,1506 \text{ KN,m}$$

Tableau IV.2 - Vérification des contraintes en travée

Moment service	Mser	1,41
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,66 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 0,66 \times 13,5 = 17,82 \text{ cm}^2$ $Y_1 = -0,66 + \sqrt{0,66^2 + 17,82} = 3,61 \text{ cm}$	3,61 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{b}{3} y_1^3 + A s (d - y_1)^2$	7546 cm ⁴
coefficient	$k = M_{ser} / I$	0,18 MPa \cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot Y$	0,645 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15k (d - y)$	26,70 MPa
Vérification de contrainte dans le béton Vérification de	$\sigma_{bc} = < \overline{\sigma}_{bc}$	0,645 = < 15

Chapitre IV: Calcul et ferrailage des éléments non structuraux

contrainte dans d'acier	$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} =.$	26,70 \leq 400Mpa.
-------------------------	---	----------------------

Tableau IV.3- Vérification des contraintes en appui

Moment service	Mser	1,835
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,66 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 0,66 \times 13,5 = 17,82 \text{ cm}^2$ $Y_1 = -0,66 + \sqrt{0,66^2 + 17,82} = 3,61 \text{ cm}$	3,61 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{b}{3} y_1^3 + A_s(d - y_1)^2$	7546 cm ⁴
coefficient	$k = M_{ser}/I$	0,24 MPa\cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot Y$	0,87MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15k (d-y)$	35,60 MPa
Vérification de contrainte dans le béton Vérification de	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	0,87 \leq 15
contrainte dans d'acier	$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} =.$	35,60 \leq 400Mpa.

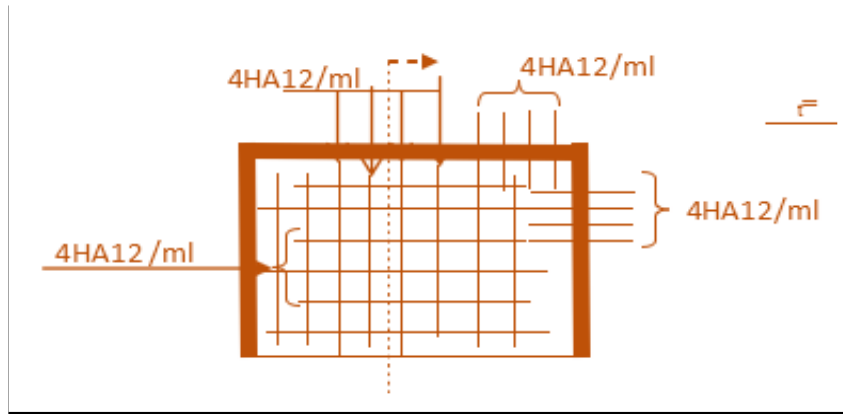


Figure IV6- Ferrailage De Balcon

IV.4 Escaliers:

IV.4.1 Introduction :

ouvrage de circulation verticale comprenant une succession de marches de même hauteur pour monter (ou descendre) d'un plancher (ou palier) à un autre

constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre

IV.4.2 Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre le niveau final de sol de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

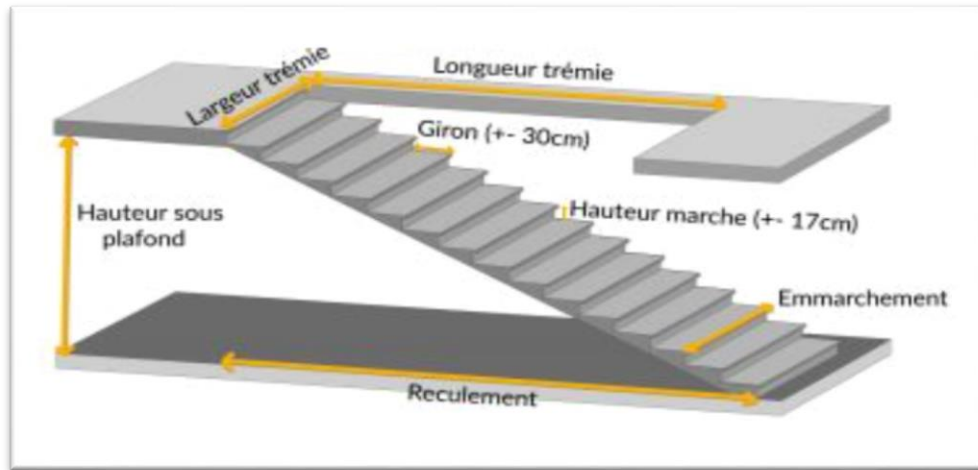


Figure IV. 7: Schéma De L'escalier.

Notre bâtiment dispose deux types d'escalier :
escalier à 3 volées

IV.4.3 Dimensions des escaliers:

L'escalier de l'étage courant comporte 03 volets on utilise généralement la formule de BLONDEL Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h"

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

G : giron,

h : hauteur de la contre marche,

On prend :

$$(2h + g = 64 \text{ cm}) \quad H = (n \cdot h) = (h \cdot n)$$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H = n \times h$)

n : Nombre de contre marches

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

$$H = n \times h = H/n$$

IV.5. Escalier

IV.5.1 Etude d'Escalier

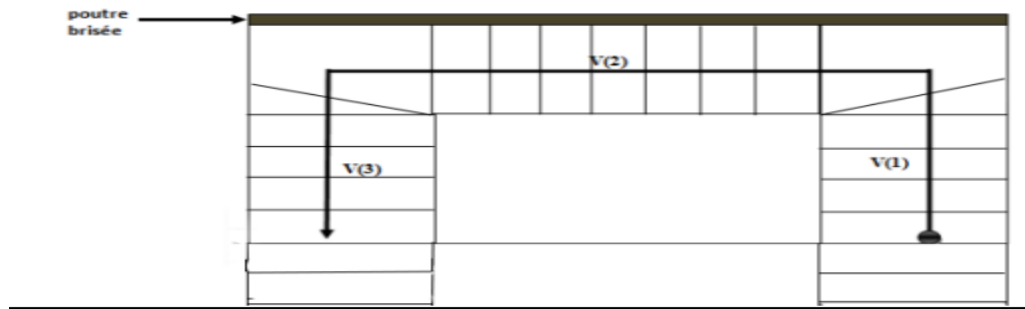


Figure IV.8 – vu en plan d'escalier.

➤ **VOLEE 01et 03**

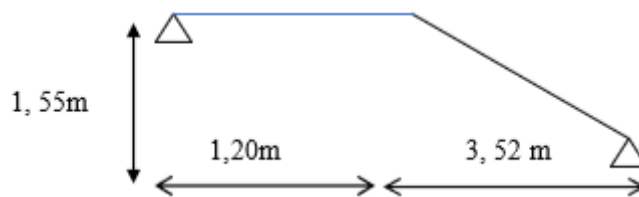


Figure IV.9 - Schéma Statique De L'escalier.

IV.5.1.1 Dimensionnement

a.) Marches et contre marches

$$h = (H/n)$$

$$g = (L/n-1)$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = (L \setminus n - 1) + 2(H \setminus n)$$

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

$$\text{Avec : } m = 62\text{cm}, H = 108\text{ cm et } L = 3,52\text{cm}$$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 66n^2 - 630n + 204 = 0$$

La solution de l'équation est : $n = 12$ (nombre de contre marche)

$$h = (108/12) \quad h = 18\text{cm} \quad g = (L \setminus n - 1) = 30\text{cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59\text{ cm} \leq (2 \times 18) + 30 \leq 66\text{ cm} \Rightarrow 59\text{ cm} \leq 66\text{ cm} \leq 66\text{ cm} \text{ condition vérifier}$$

on a : 11 marches avec $g = 30\text{ cm}$ et $h = 18\text{ cm}$

$$\text{L'angle d'inclinaison est : } \tan \alpha = 18 \setminus 30 = 34,44 \quad \cos \alpha = 0,85$$

a.1) Épaisseur de la volée (ev)

$$\frac{1}{30} \leq ev \leq \frac{1}{2030 \cos \alpha} \leq ev \leq \frac{1}{20 \cos \alpha}$$

$$6,66 \leq ev \leq 10$$

Chapitre IV: Calcul et ferrailage des éléments non structuraux

$e_v = 10 \text{ cm}$

a.2) Épaisseur du palier (ep) :

$$e_p = (e_v / \cos \alpha) e_p = 12$$

b) Descente de charges

b.1) Paillasse

Tableau IV. 4: Charges et surcharge du paillasse volée 1

N	Désignation	e(m)	Poids KN m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Revêtement en carrelage		0,40
5	Mortier ciment		0,40
6	Poids propre de la paillasse : $e \cdot 25 \cos(\)$	0,08	2,94
7	Poids propre des marches : $\cdot h \cdot 2 \cdot b \cdot \gamma$	0,085	2,25
8	Garde-corps		0,1

$$G = 7,25 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

charge permanente : $G = 7,25 \text{ KN/m}^2$

Surcharge : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,53 \text{ kN/m}$$

$$q_{ser} = G + Q = 9,75 \text{ kN/m}$$

b.2) Palier

Tableau IV. 5: Charges et surcharge du palier volée 1

N	Élément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Couche de sable	2	18	0,36
4	Poids propre de palier	2	25	3
5	Enduite de plâtre	2	18	0,15

$$G = 4,31 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

charge permanente : $G = 4,31 \text{ KN/m}^2$

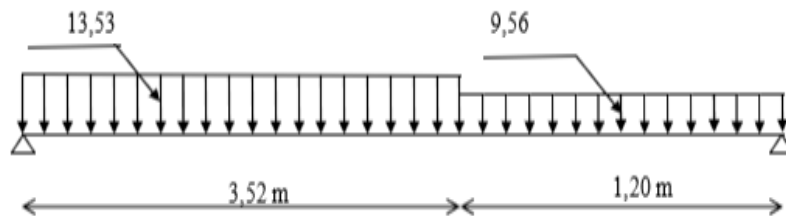
Surcharge : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

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

$$\{ q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,56 \text{ kN/m}$$

$$q_{ser} = G + Q = 6,81 \text{ kN/m}$$

c.1) Le Schéma statique de escalier :



c.2) Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_A y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 13,53 \times 3,52 + 9,56 \times 1,2 = 59,092 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_b \times 4,72 = 9,56 \times 1,2 \times 4,12 + 13,53 \times 3,52 \times 1,76$$

$$R_b = (27,77)$$

$$R_a = (31,32)$$

c.3) Détermination des efforts internes ELU.

- Effort tranchant T (KN)

$$0 \leq x \leq 3,5$$

$$T(x) = R_a - 13,53x$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,28 \text{ m}$$

$$x = 0 \Rightarrow T(x) = R_a = 31,32$$

$$x = (3,53) \Rightarrow T(x) = -16,30$$

- Moment fléchissant M (KN.m)

$$M(x) = R_a x - 13,53 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x=2,28) = 36,23$$

$$M(0) = 0$$

$$M(3,5) = 26,41$$

$$3,5 \leq x \leq 4,72 \text{ m}$$

$$T(x) = R_a - 3,5 \times 13,53 - 9,56(x - 3,5)$$

$$x = 3,5 \Rightarrow T(x) = -16,30$$

$$x = 4,7 \Rightarrow T = -29,87$$

Moment fléchissant M (KN.m)

$$M(x) = R_a x - 13,53 \times 3,3(x - 3,5/2)$$

$$M(4,7) = 0$$

c.4) Diagrammes M et T ;

Diagrammes des efforts :

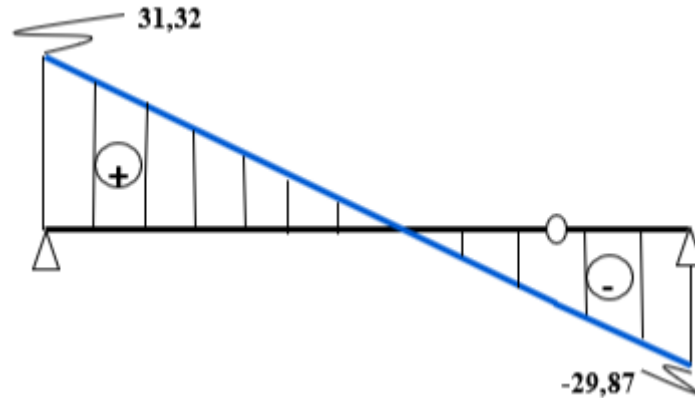


Figure. IV.10: Diagramme De L'effort Tranchant D'escalier

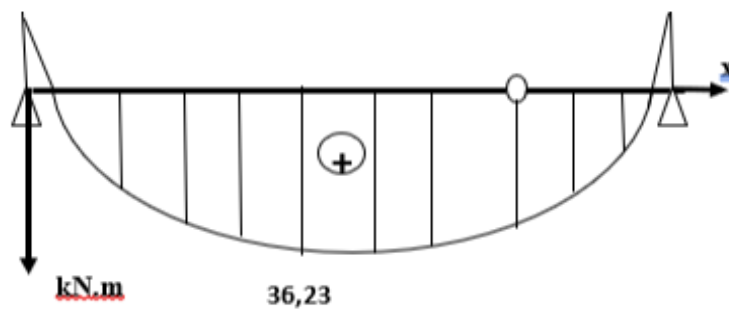


Figure. IV11: Diagramme De Moments

d.5) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

On a: $M_{max} = 36,23 \text{ kN. M}$

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 30,79 \text{ kN. M}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{max} = 10,86 \text{ kN. M}$$

IV.5.1.2) Ferrailage de l'escalier

a) En travée

- **Le moment réduit μ :**

$$M_t = 30,79 \text{ kN.m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 F_{bc}} = \frac{30,79 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,119 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,95$

- **La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d^2 \times \gamma_s} = \frac{30,79 \times 10^3}{0,95 \times 13,5 \times 348} = 6,89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 7T12 avec : $A_{adm} = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $St = 20 \text{ cm}$

$$A_r = A_{adm} / 4 = 1,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 3T10 avec : $A_{adm} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $St = 25 \text{ cm}$

b) Sur appuis :

- **Le moment réduit μ :**

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 F_{bc}} = \frac{10,86 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,065 < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \text{ et On a : } \beta = 0,967$$

- **La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d^2 \times \gamma_s} = \frac{10,86 \times 10^3}{0,967 \times 10,8 \times 348} = 2,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_r = (A_{adm} / 4) = 0,74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 3T12 avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $St = 25 \text{ cm}$

- **Condition de non fragilité [Art A-4.1.1 BAEL91]:**

$$A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A = 2,98 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{31,32 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,23 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_c, 28,5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,23 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

IV.5.1.3 Les vérifications à l'E.L.S :

$M_t \text{ max} = 26,37 \text{ kN,m}$; déterminé par méthode des coupures (RDM)

$$M_t \text{ ser} = 0,85 \times M_t \text{ max} = 22,41 \text{ kN,m}$$

$$M_a \text{ ser} = 0,3 \times M_t \text{ max} = 7,911 \text{ kN,m}$$

a) En travée :

$$A_s = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a.1) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b y^2}{2} - 15 \times A_s (d - y) = 0$$

$$50 y^2 + 118,8 y - 1603,80 = 0 \Rightarrow y = 4,59 \text{ cm}$$

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

a.2) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,59^3}{3} + (15 \times 7,92)(13,5 - 4,59)^2 = 12654,72 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_b :

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y_1 = \frac{26,37 \times 10^3 \times 4,59}{12654,72}$$

$$\sigma_b = 9,56 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_b = 9,56 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

a.4) Vérification au niveau des appuis

$$A_{min} = \frac{1,15}{F_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(31,32 + \frac{10,86 \times 10^2}{0,913,5} \right) = 0,33$$

$$A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Sur appuis :

$$A_s = 2,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b.1) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67,80y - 915,30 = 0 \quad y = 3,65 \text{ cm (position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée)}$$

b.2) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times (3,65)^3}{3} + 15 \times 4,52(13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,02 \text{ cm}^4$$

b. 3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_b :

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y_1 = \frac{26,37 \times 10^3 \times 4,59}{12654,72}$$

$$\sigma_b = 9,56 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_b = 9,56 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.5.1 .4 Vérification de la flèche :

$$(h_t \setminus l) \geq (1/30) = 17 \setminus 473 \geq (1/30) \quad \longrightarrow \quad 0,035 \geq 0,033. \text{ Condition vérifiée}$$

$$(A_s \setminus b \times d) \geq (2 \setminus f_e) = 0,0083 < 0,0105 \text{ Condition vérifiée}$$

IV.5.1 .5)Schéma de ferrailage

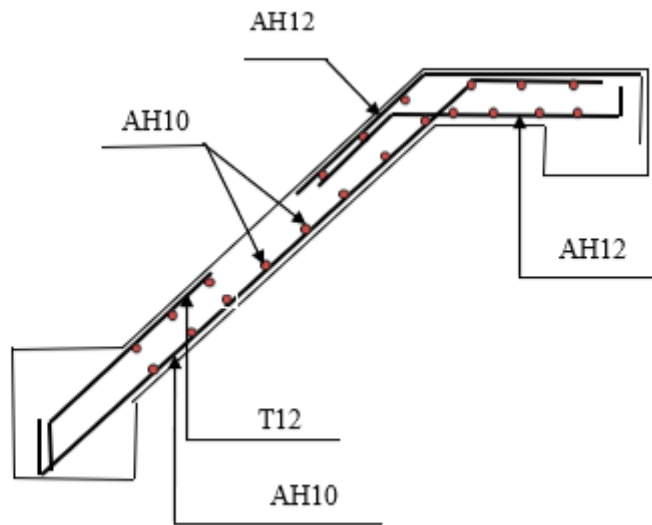


Figure IV.12 Schémas Du Ferrailage De La Volée I De L'escalier Type I

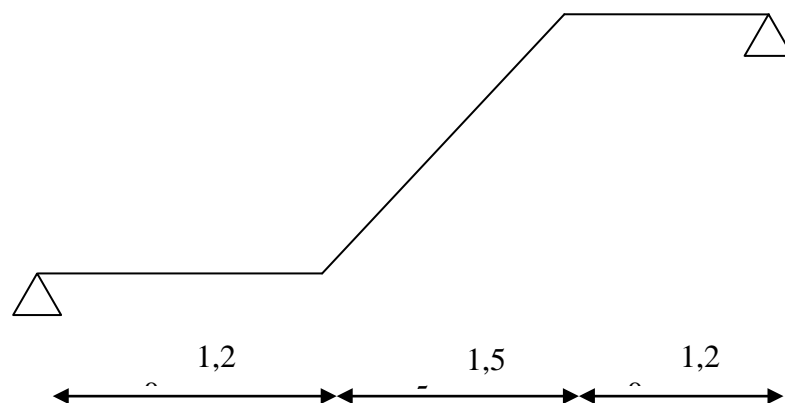


Figure IV. 13.Schéma Statique De L'escalier

IV.6.)Dimensionnement

a.1) Marches et contre marches :

$$h = (H/n)$$

$$g = (L/n-1)$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = (L \setminus n-1) + 2(H \setminus n)$$

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

Avec : $m = 62\text{cm}$, $H = 108\text{ cm}$ et $L = 155\text{cm}$

Chapitre IV: Calcul et ferrailage des éléments non structuraux

Donc l'équation (2) devient : $66n^2 - 630n + 204 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 6$ (nombre de contre marche)

$h = (108/12) h = 18\text{cm}$ $g = (L \setminus n - 1) = 30\text{cm}$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$59\text{ cm} \leq (2 \times 18) + 30 \leq 66\text{ cm} \Rightarrow 59\text{ cm} \leq 66\text{ cm} \leq 66$ condition vérifier

on a : 11 marches avec $g = 30\text{ cm}$ et $h = 18\text{ cm}$

L'angle d'inclinaison est : $\tan \alpha = 18 \setminus 30 = 34,44$ $\cos \alpha = 0,85$

a.2)Épaisseur de la volée (ev)

$$\left(\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \right) = \frac{1}{30 \cos \alpha} \leq ev \leq \frac{1}{20 \cos \alpha}$$

$6,66 \leq ev \leq 10$

$ev = 10\text{ cm}$

a.3)Épaisseur du palier (ep) :

$ep = (ev / \cos \alpha)$

$ep = 12$

b)Descente de charges

b .1)Paillasse

Tableau IV. 6 : Charges et surcharge du paillasse volée 1

N	Désignation	e(m)	Poids KN m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0 ,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	0 ,40
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Revêtement en carrelage		0,40
5	Mortier ciment		0,40
6	Poids propre de la paillasse : $e 25 \cos()$	0,08	3,1875
7	Poids propre des marches : $.h 2 b \square$	0,085	2,25
8	Garde-corps		0,1
			$G = 7,49\text{KN/m}^2$
			$Q = 2,50\text{ KN/m}^2$

charge permanente : $G = 7,49\text{KN/m}^2$

Surcharge : $Q = 2,50\text{ KN/m}^2$

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

Chapitre IV: Calcul et ferrailage des éléments non structuraux

$$q_u = 1,35G + 1,5G = 13,86 \text{ kN/m}$$

$$q_{ser} = G + Q = 10 \text{ kN/m}$$

b.2)Palier

Tableau IV. 7 Charges et surcharge du palier volée 1

N	Élément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Couche de sable	2	18	0,36
4	Poids propre de palier	2	25	3,57
5	Enduite de plâtre	2	18	0,15
				G = 4,88 KN/m ²
				Q=2,50 KN/m ²

Charge permanente : G = 4,88 KN/m²

Surcharge : Q = 2,50 KN/m²

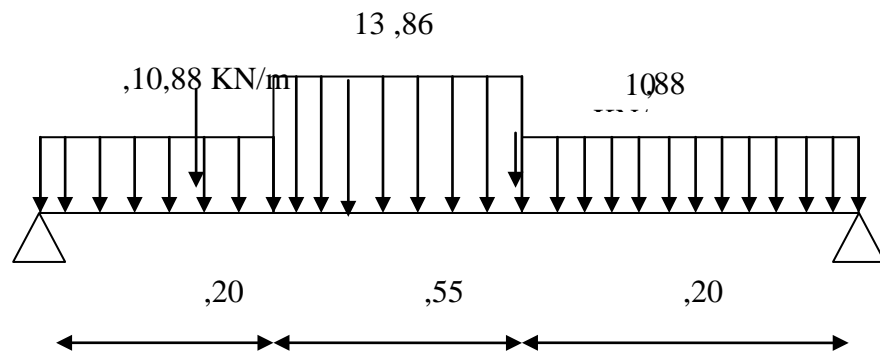
Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\{ q_u = 1,35G + 1,5G = 10,88 \text{ kN/m}$$

$$q_{ser} = G + Q = 7,38 \text{ kN/m}$$

c.1) Le Schéma ;

:Le Schéma statique de notre escalier est donné par la figure ci-dessous :



c.2) Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_A y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 10,88 \times 1,20 + 13,86 \times 1,55 + 10,88 \times 1,20 = 47,64 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_b \times 3,95 = 10,88 \times 1,2 \times 3,35 + 13,86 \times 1,55 \times 1,98 + 10,88 \times 1,2 \times 0,6$$

$$R_b = (23,82)$$

$$R_a = (23,775)$$

- **Effort tranchant T (KN)**

$$T(x) = R_a - 10,88x$$

$$T(x) = 0 \quad x = 2,18 \text{ m}$$

$$X = 0 \quad T(x) = R_a = 23,82$$

$$X = (1,4) \quad T(x) = 10,764$$

- **Moment fléchissant M (KN.m)**

$$M(x) = R_a x - 10,88 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 2,28) = 25,96$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,4) = 16$$

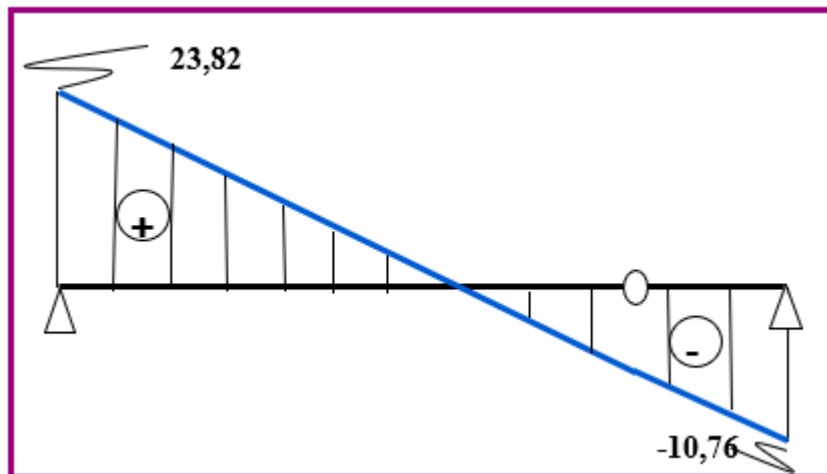


Figure IV. 14 Diagrammes De Efforts Tranchant (,T) De L'escalier

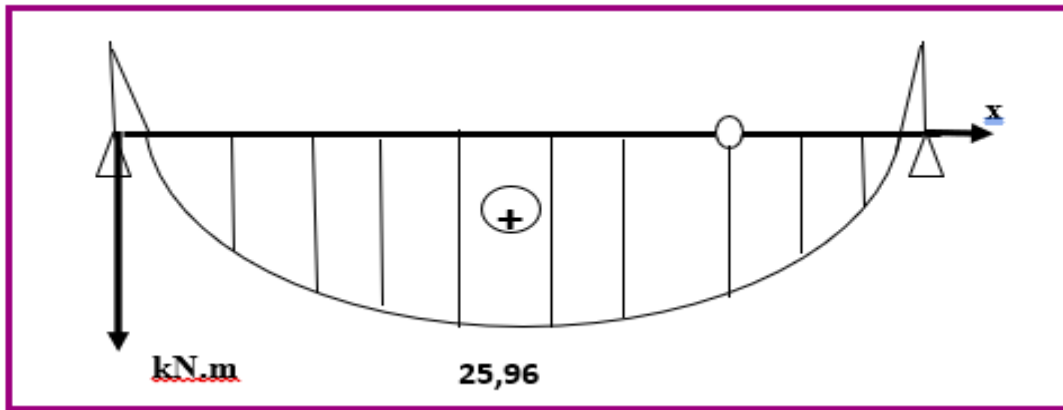


Figure IV.15: Diagrammes Moments et (M,T) de l'escalier

Donc :

$$T_{max}: 23,82$$

$$M_{0max}: 25,96$$

- **Moments corrigés (KN.m) :**

0,40M₀ : en appuis

0,85M₀ : en travée

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

On a: M_{max} = 25,96 kN. M

M_t = 0,85 × M_{max} = 22,06 kN. M

M_a = 0,40 × M_{max} = 10,38 kN. M

IV.6 .1) Ferrailage de l'escalier

a) En travée

- **Le moment ultime :**

M_t = 22,06 kN.m ; h = 15 cm ; d = 0,9h = 13,5 cm ; b = 1 m

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2Fbc} = \frac{22,06 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,085 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : β = 0,96

- **La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22,06 \times 10^3}{0,96 \times 13,5 \times 348} = 4,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T12 avec : A_{adm} = 5,65 cm² / ml et St = 20 cm

A_r = A_{adm} / 4 = 1,41 cm² / ml

On adopte 2T10 avec : A_{adm} = 1,57 cm² / ml et St = 25 cm

b) Sur appuis :

- **Le moment réduit μ:**

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 F_{bc}} = \frac{10,38 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,062 < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \text{ et On a : } \beta = 0,97$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,38 \times 10^3}{0,97 \times 10,8 \times 348} = 2,84 \text{ ccm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $St = 25 \text{ cm}$

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

On adopte 3T12 avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $St = 25 \text{ cm}$

• **Condition de non fragilité**

[Art A-4.1,1 BAEL91]

$$A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = 2,84 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{23,82 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,23 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_c, 28,5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

• **Vérification au niveau des appuis**

$$A_{min} = \frac{1,15}{F_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(23,82 + \frac{10,38 \times 10^2}{0,9 \times 13,5} \right) = 0,33$$

$$A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.6 .2 Les vérifications à l'E.L.S :

$M_t \text{ max} = 21,81 \text{ kN,m}$; déterminé par méthode des coupures (RDM)

$$M_t \text{ ser} = 0,85 \times M_t \text{ max} = 18,53 \text{ kN,m}$$

$$M_a \text{ ser} = 0,3 \times M_t \text{ max} = 6,54 \text{ kN,m}$$

a) En travée :

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$b y^2 / 2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$50 y^2 + 84,75 y - 1144,2 = 0 \quad y = 4,01$$

cm (position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée)

• **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times (4,01)^3}{3} + 15 \times 5,65 (13,5 - 4,01)^2 I = 9781,92 \text{ cm}^4$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_b :**

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y_1 = \frac{6,54 \times 10^3 \times 4,01}{9781,92}$$

$$\sigma_b = 2,68 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_b = 2,68 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

b) En appuis :

c) $A_s = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$by^2/2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 50,85y - 686,475 = 0 \quad y = 3,23 \text{ cm (position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée)}$$

- **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times (3,23)^3}{3} + 15 \times 3,39 (13,5 - 3,23)^2$$

$$I = 1929,85 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_b :

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y_1 = \frac{6,54 \times 10^3 \times 3,23}{1929,85}$$

$$\sigma_b = 10,94 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_b = 10,94 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$(h_t \setminus l) \geq (1/30) = 17 \setminus 473 \geq (1/30) \quad \longrightarrow \quad 0,035 \geq 0,033. \text{ Condition vérifiée}$$

$$(A_s \setminus b \times d) \geq (2 \setminus f_e) = 0,0043 < 0,0105 \text{ Condition vérifiée}$$

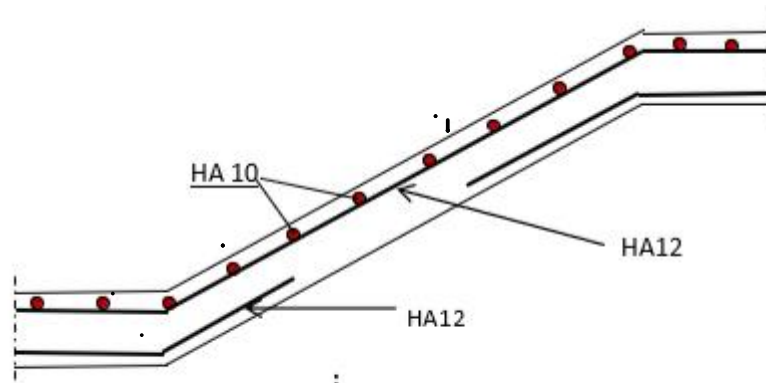


Figure IV.16 Schémas Du Ferrailage De La Volée I De L'escalier Type 2

IV.7. Etude de la poutre brisée :

IV.7.1. Dimensionnement ;

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$(L \setminus 15) \leq h \leq (L/15) = (350 \setminus 15) \leq h \leq (350/15)$$

$$23,33 \leq h \leq 35$$

$$H=35\text{cm} \text{ donc } d = 0,9h = 35$$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6\text{cm}$$

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

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

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

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,14 \text{ Condition vérifiée.}$$

IV.7.2. Charges supportées par la poutre ;

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,625 \text{ KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm): $G_m = 3,06 \times 2,00 = 6,12 \text{ kN/m}$

Réaction du palier : $R_b(\text{Elu}) = 23,775 \text{ kN/ml}$

$$Q_u = (1,35 \times (2,625 + 6,12)) + 23,775 = 35,58 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{ser}} = 2,625 + 6,12 + 23,775 = 25,91 \text{ kN/m}$$

IV.3.6.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U ;

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{35,58 \times 3,5^2}{8} = 54,48 \text{ KN}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 46,48 \text{ kN. m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 21,79 \text{ kN. M}$$

IV.7.3. Calcul du ferrailage à l'E.L.U

On à : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

a1) En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 46,48 \text{ kN, m}$$

- Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 F_{bc}} = \frac{46,48 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,109 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,95$

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

- **La section d'acier :**

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{46,48 \times 10^3}{0,95 \times 31,5 \times 348} = 4,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T14 avec : $A_{adm} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Armatures de répartition:

$$A_r = A_{adm} / 4 = 4,62 / 4 = 1,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $St = 25 \text{ cm}$

b) Sur appuis :

- **Le moment ultime :**

$$M_a = 21,79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- **Le moment réduit μ :**

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 F_{bc}} = \frac{21,79 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,0516 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,979$

- **La section d'acier :**

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21,79 \times 10^3}{0,95 \times 31,5 \times 348} = 2,03 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T12 avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Armatures de répartition:

$$A_r = A_{adm} / 4 = 3,39 / 4 = 0,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $St = 25 \text{ cm}$

Tableau IV.8. Vérifications de la poutre palière

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{min} = 1,33 \text{ cm}^2$	$A = 4,62 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{min} = 1,33 \text{ cm}^2$	$A = 3,39 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS	$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y_1$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 9,31 < 15 \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée

(travée		
Vérification des contraintes à L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y_1$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6fc28 = 15 \text{ MPA}$	$\sigma_b = 6,53 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{Tu}{b \times d}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13fc28, 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$	$\tau_u = 0,57 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

IV.7.5.Ferrailage des armatures transversales ;

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi t \leq \min n \{ h \setminus 35 ; b \setminus 10 ; \Phi l \} = \min \{ 10 \text{ mm} ; 35 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi t = 8 \text{ mm}$$

b) L'espaceur

$$St \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} \square St \leq \min \{ 28,35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R,P,A 99/2003 :

Zone nodale : $St \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi l \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $St \leq 15\Phi l \Rightarrow St = 15 \text{ cm} ; \text{On prend } St = 15 \text{ cm}$

c) La longueur de scellement droit l_s ;

$$L_s = (\phi l \times f_e) / 4\tau_s = (1,4 \times 400) / (4 \times 2,84) = 49,30 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à $r = 5,5\phi L = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 +) = 36 - (3 + 0,7 + 7,7) = 24,6 \text{ cm}$$

$$L_1 = (L_s - 2,19r - L_2) / (1,87) = (49,38 - 16,86 - 20,1) / 1,87 = 6,62 \text{ cm}$$

IV.7.6 Vérification de La flèche:

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{350} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée } \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow$$

$$\frac{35}{350} = 0,1 > \frac{46,48}{10 \times 39,67} = 0,09 \dots \dots \dots$$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{31,5 \times 30} = 0,004 < \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \dots \dots$$

tous les conditions sont satisfaites, le calcul de la flèche est inutile.

IV.7.7.Schéma de ferrailage de la poutre palière

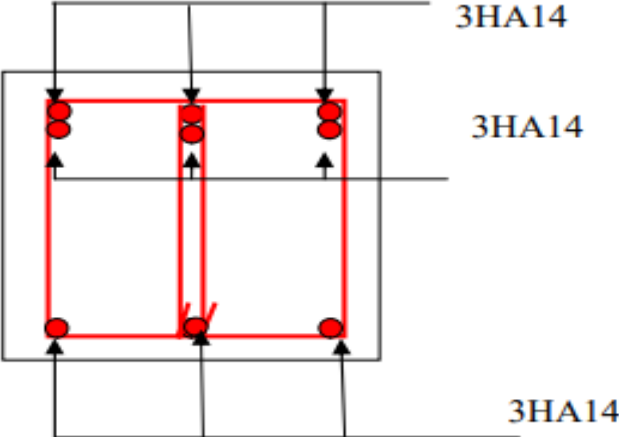


Figure IV.17- Ferrailage de la poutre brisée

CHAPITRE V:
Etude Sismiques

V.1.Introduction :

- Le séisme :

Le tremblement de terre est une ensemble des secousses du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulé par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille, généralement préexistante. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle. Le lieu de la rupture des roches en profondeur nomme le foyer. La projection du foyer à la surface est l'épicentre du séisme.

V.1.1 Causes du séisme :

- ✓ Les séismes d'origine naturelle sont à cause des mouvements tectoniques
- ✓ Activités volcaniques
- ✓ Actions de l'eau souterraine.

V.1.2 Effets du séisme sur les structures:

- La translation du sol entraîne des oscillations forcées dans les ouvrages portés
- Les composantes horizontales H 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

V.2.L'étude sismique :

L'étude sismique consiste à traduire le mouvement de sol par des efforts appliqués sur notre structure. Pour cela, on utilise plusieurs méthodes données par RPA 99 afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée.

V.2.1 Classification des zones sismiques:

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité algérienne et la répartition des zones par wilaya et par commune est présentée comme suite.

- ✓ **ZONE0:** sismicité négligeable.
- ✓ **ZONEI:** sismicité faible. **Article 3-1 RPA99**
- ✓ **ZONE IIa et IIb:** sismicité moyenne.
- ✓ **ZONEIII:** sismicité élevée.

V.2.2. Objectif de l'étude dynamique:

Chapitre V: Étude Sismique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude dynamique d'une structure est souvent très complexe et demande un calcul très long et fastidieux. En s'appuyant sur l'outil informatique la modélisation sur logiciel de calcul nous permet d'obtenir des résultats plus fiables et plus précis

V.3 Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.3.1 Méthode statique équivalente :

RPA a proposé de compenser les forces réelles dynamiques résultant d'un séisme par un système de forces statistiques fictives, à savoir les effets de ces forces seront identiques et considérer appliquer séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure

V.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale

Le principe de cette méthode est de chercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Les spectres de dimensionnement permettent de simplifier les calculs

V.3.3 Choix de la méthode :

La méthode choisie sera la méthode d'analyse modale spectrale car dans notre cas la méthode statistique équivalente n'est pas applicable puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article (4.1)

V.3.4 Les étapes générales de calcul de structure sur logiciel :

- Modélisation de la structure
- Définition des charges
- Analyse statique
- Analyse dynamique
- Vérification des contraintes
- Optimisation
- Rapport et documentation

. V.5. Modélisation des structures:

La modélisation de la structure est la création d'un modèle numérique de la structure à l'aide du logiciel , en utilisant les éléments de structure appropriés tels que les poutres les

Chapitre V: Étude Sismique

colonnes les plaques etc . Ainsi que la réalisation d'une analyse dynamique pour évaluer la réponse de la structure aux charges dynamique telles que les séismes ou vibration et aussi ajustement du modèle pour améliorer les performances de la structure en termes de résistance et de stabilité

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «ETABS V9.7.2» qui peut les calculer suivant différentes méthodes

V.5.1. Présentation du logiciel ETABS V9.7.2 :

L'ETABS est un logiciel de conception, calcul et dimensionnement des structures d'ingénieries particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc

V.5.2. Démarches de modélisation sur ETABS V9.7.2 à suivre :

- Edite Griddata:
- Add New System:
- Definematerials
- Define/frame section
- Define/staticload case
- Assign /joint /restreint
- Assign /joint / diaphragme
- Assign/frame line load /Distributed
- Define /load combinaison
- Defineresponsespectrumfunction
- Defineresponsespectrum Cases
- Définition du centre de masse
- Analyse /set options
- Analyse/ Run

.V.6 Évaluation des efforts sismique :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0 \text{sec} \end{cases} \quad \text{Article 4-13 RPA99}$$

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

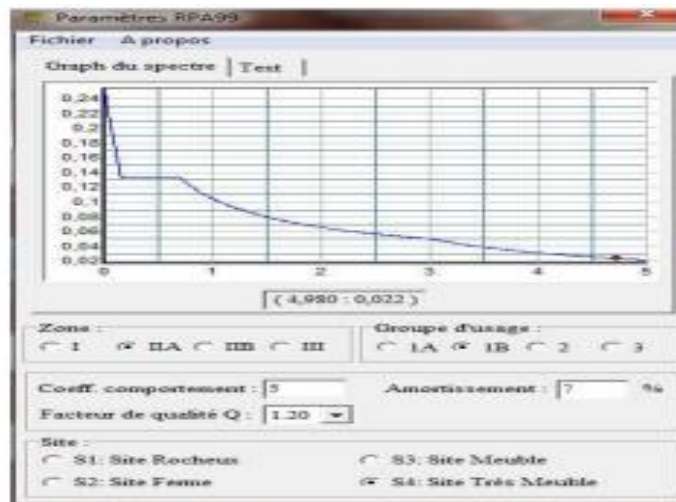


Figure V.1: Spectre de réponse.

Spectre de Réponse de calcul. $\frac{\delta_a}{g}$

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 les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \text{Article 4-1 RPA99}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone.

R : coefficient de comportement de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W: poids total de la structure

- Détermination des coefficients

Chapitre V: Étude Sismique

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure:

- Groupe d'usage (2) Zone sismique (IIa)
- Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques voiles avec justif

V.6.1 Coefficient d'accélération de zone « A » (Tableau 4-1 RPA99)

Group	Zon			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau (V-01): Coefficient d'accélération de zone A

A = 0.15

Avec :

- Zone sismique IIa
- Groupe d'usage 2

V.6.2. Facteur d'amplification dynamique moyenne « D »

fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases} \quad \text{Article 4-2 RPA99}$$

V.6.3 Pourcentage d'amortissement critique « ξ »

Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

$$\xi = (7 + 10) / 2 = 10\%$$

Chapitre V: Étude Sismique

Tableau(V-02):Pourcentage d'amortissement critique « ξ »(Tableau 4-2 RPA99)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Remplissage :

Portique béton armé dense

Donc :

$\xi : 7$

V.6.4.Le Facteur De Correction D'amortissement « η »

Est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \text{ Article 4-3 RPA99}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0,88 \geq 0,7$$

V.6.4 La valeur de la période fondamentale « T » D

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 à utiliser selon notre cas est la suivante :

$$T = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases} \text{ Article 4-6 RPA99}$$

h_N :La hauteur totale de la structure(a partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau)

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau V.3.

Tableau V.3: valeurs du coefficient C_T (Tableau 4-6 RPA99)

Cas n°	Système de contreventement	C_t
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Chapitre V: Étude Sismique

$C_t = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie)

ξ : pourcentage d'amortissement critique ;

Q : Facteur de qualité ;

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Tableau(V-04): Valeurs de T_1 et T_2 (Tableau 4-7 RPA99)

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T_1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

notre structure est de Site 03(Sol meuble)

alors :

- $T_1 = 0,15\text{sec}$
- $T_2 = 0,50\text{sec}$

Les calculs se fait comme la suite :

Nous avons

$$: 0 \leq T \leq T_2$$

$$0 \leq 0,354 \leq 0,50$$

- T : La valeur de la période fondamentale T

On a :

- $h_N = 16,55\text{m}$
- $C_t = 0,050$.
- $T = C_t \cdot h_N^{3/4} = 0,050 \times (16,55)^{3/4} = 0,41\text{s}$.

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Selon x on a :

$$D_x = 19,65\text{m}$$

$$\Rightarrow T_x = \min \begin{cases} C_t \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (16,55)^{3/4} = 0,41\text{s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{16,55}{\sqrt{19,65}} = 0,33\text{s} \end{cases}$$

$$T_x = 0,41\text{s}$$

$$D_y = 20,33\text{m}$$

Chapitre V: Étude Sismique

$$\Rightarrow T_y = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (16,55)^{\frac{3}{4}} = 0,41s \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{16,55}{\sqrt{20,33}} = 0,32s \end{cases}$$

$$T_y = 0,41s.$$

Donc On prend :

$$T=0,41 s.$$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,82 \times \left(\frac{0,50}{0,41}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,40$$

V.6.5.Coefficient de comportement de la structure« R» ;

Tableau(V-05): valeurs du coefficient de comportement R (Tableau 4-3RPA99)

Description du système de contreventement (voir chapitre III§3.4)	Valeur de R
<u>Béton armé</u>	
Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
Voiles porteurs	3,5
Noyau	3,5
Mixte portiques/voiles avec interaction	5
Portiques contreventés par des voiles	4
Console verticale à masses réparties	2
Pendule inverse	2

Mixte Portique/voiles avec interaction R=5

V.6.6.Le facteur de qualité de la structure est fonction de «Q »

Et été en fonction de:

- ✓ La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ La qualité de contrôle de la construction.

Sa valeur est déterminé par la formule: $Q=1+S P_q$ à partir du tableau4.4 de RPA99 version 2003 on trouve:

Tableau V.06: Valeurs Des Pénalité Pq (Tableau 4-6 RPA99)

Critère q	Pq	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,5
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

$$Q = 1 + \sum Pq = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,20. \text{Article 4-4 RPA99}$$

V.6.8. La masse de la structure «W»

: poids total de la structure.

West égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \text{ Article 4-5 RPA99}$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003.

Pour les bâtiment d'habitation $\beta = 0,20$.

Pour les bâtiment commercial $\beta = 0,50$.

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation

Tableau V.7: Les Valeurs De Poids Des Différents Niveaux W(KN).

N	Calcul Automatique ETABS
Etage	POIS [kg]
1	309.486
2	305.908
3	305.908
4	305.487
RDC	279.392
TOTAL	1506.181

Le pois total de la structure et :

$$W_t = 15061,81 \text{ kN}$$

V.7 Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V14, nous avons obtenus les résultats suivants :

V.7.1 Disposition des voiles de contreventement

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismiques algériennes

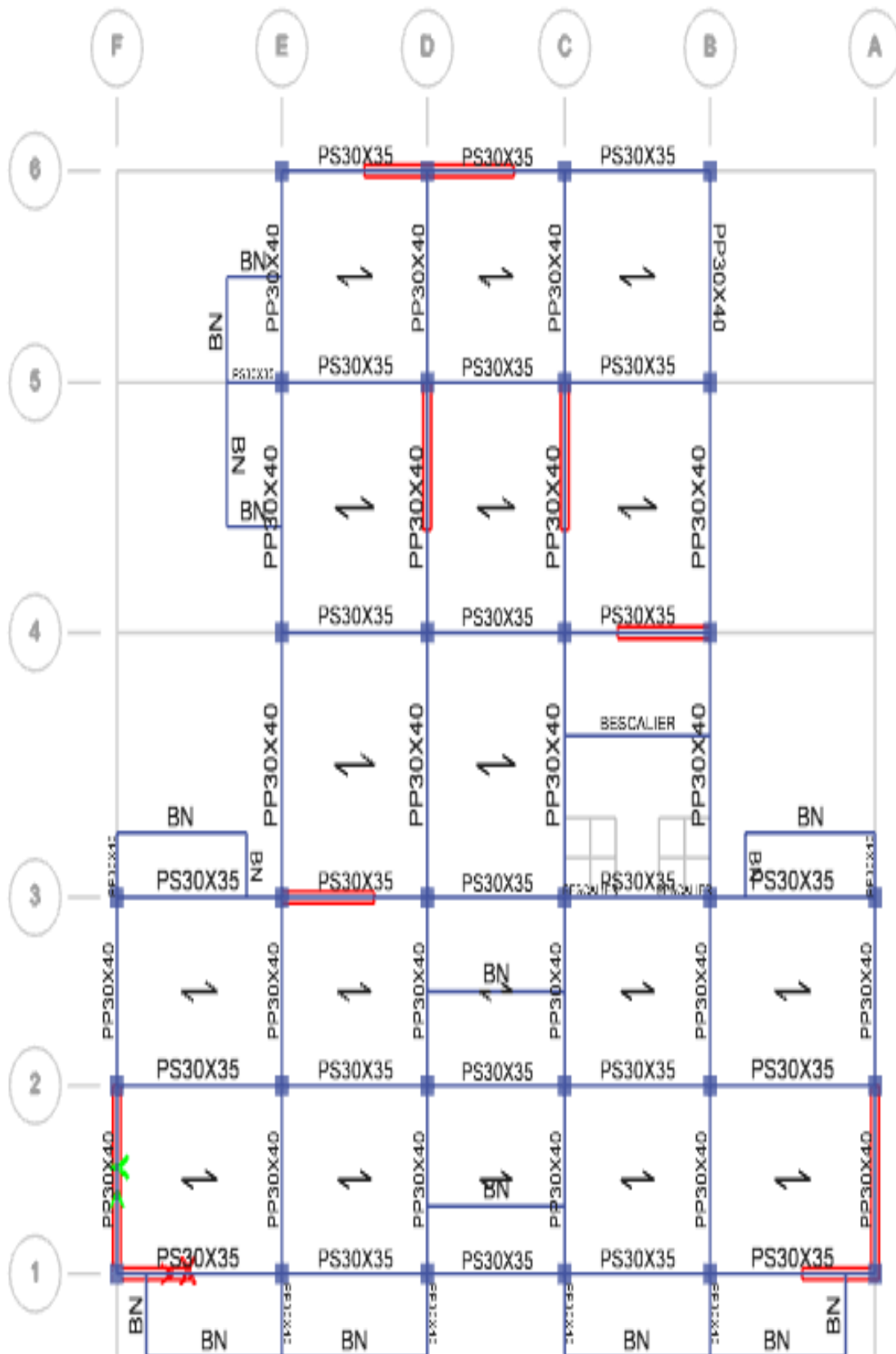


Figure V-2 : Disposition des voies.

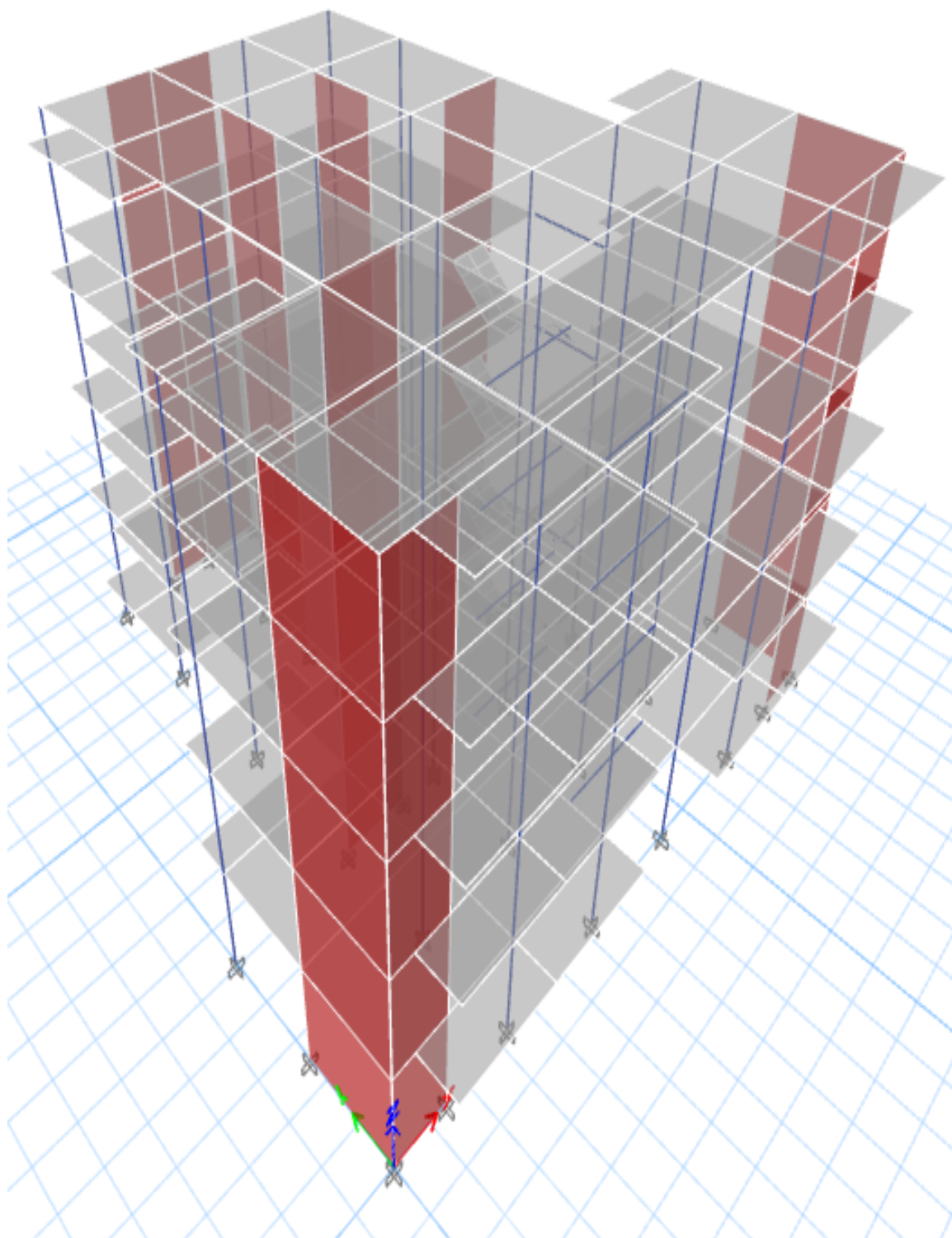


Figure V-3: Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ETABS V9.7.4.

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :

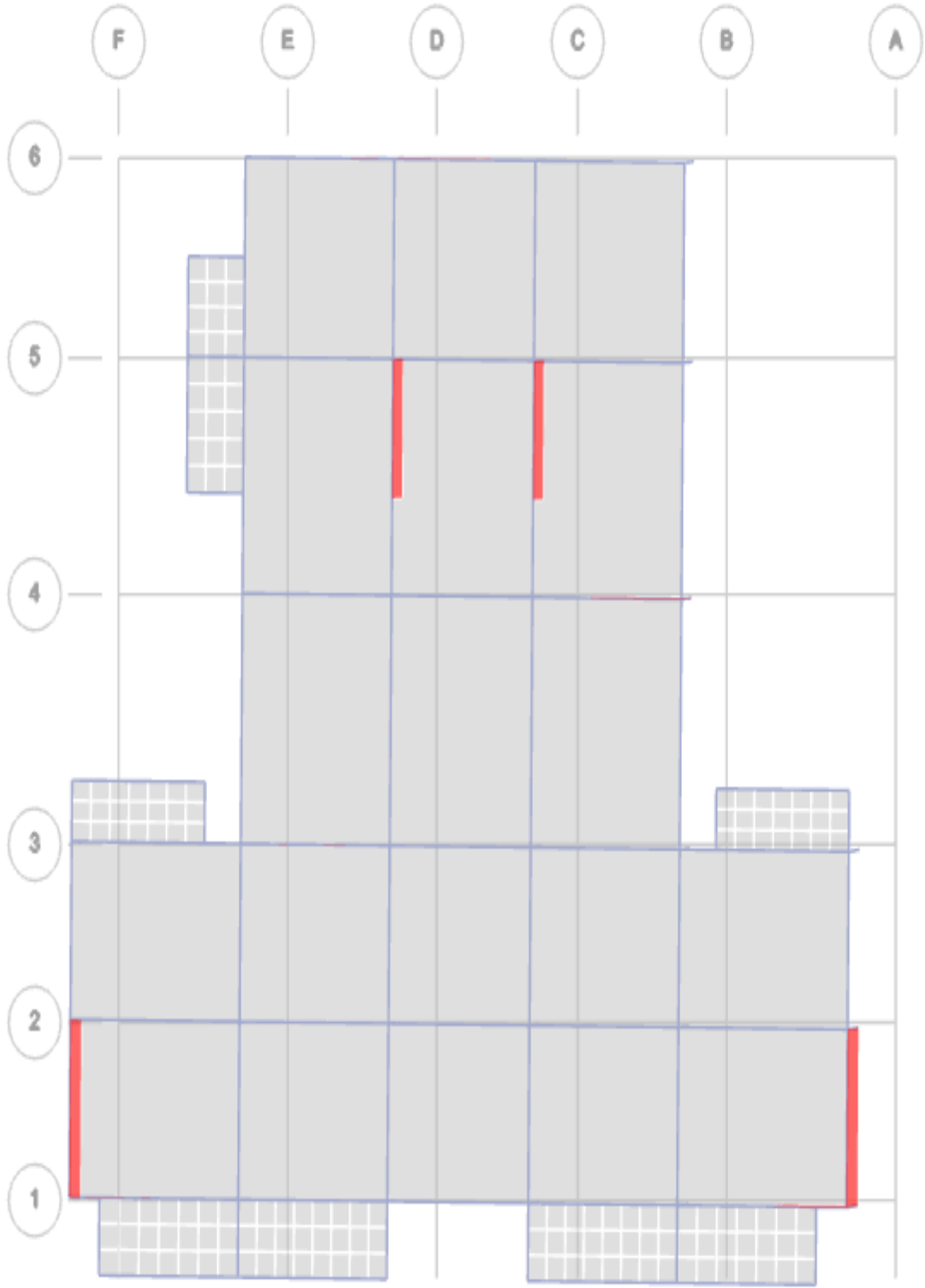
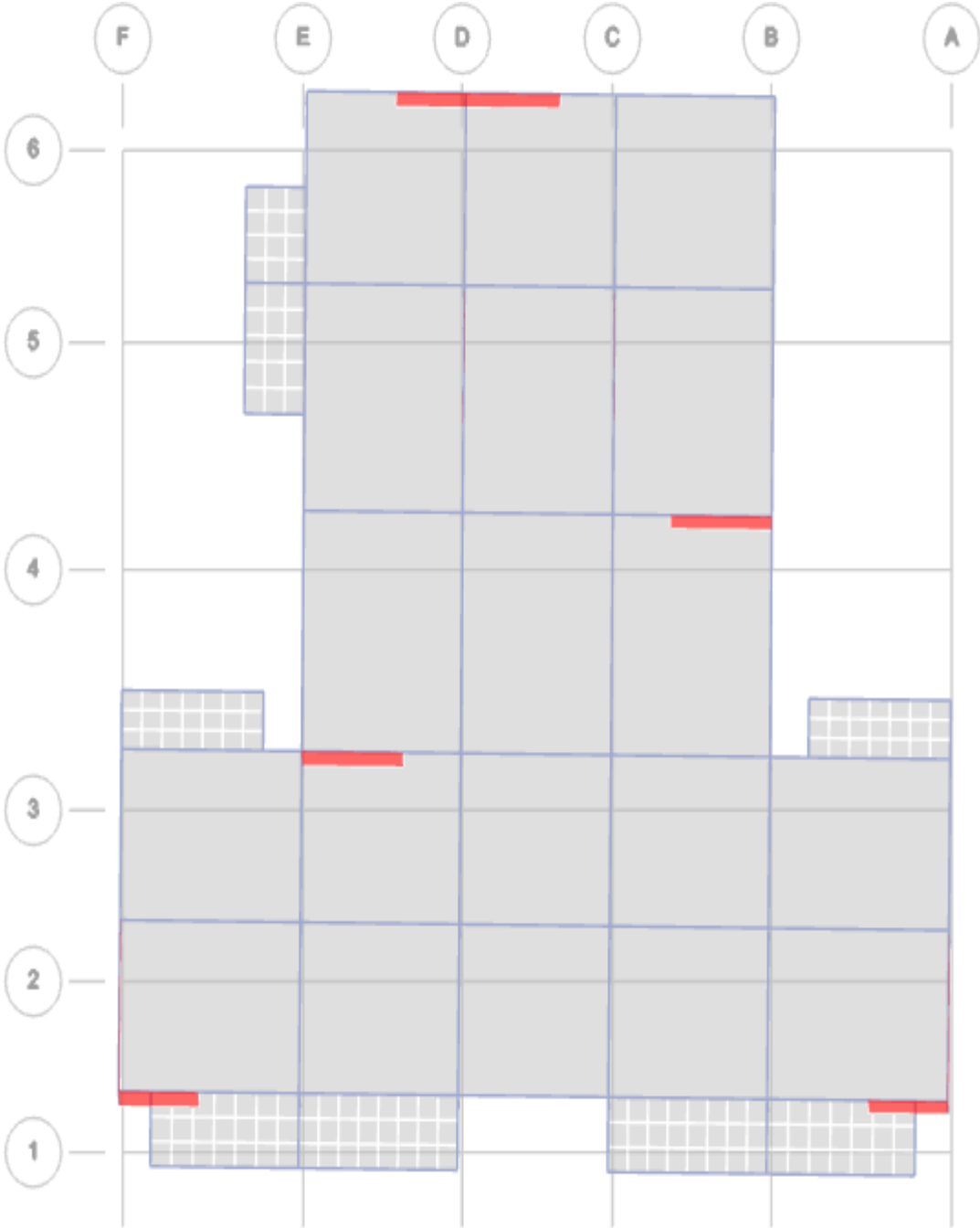


Figure V-4: Première mode principal de vibration suivant x.



FigureV-5: Deuxième mode principal de vibration suivant y

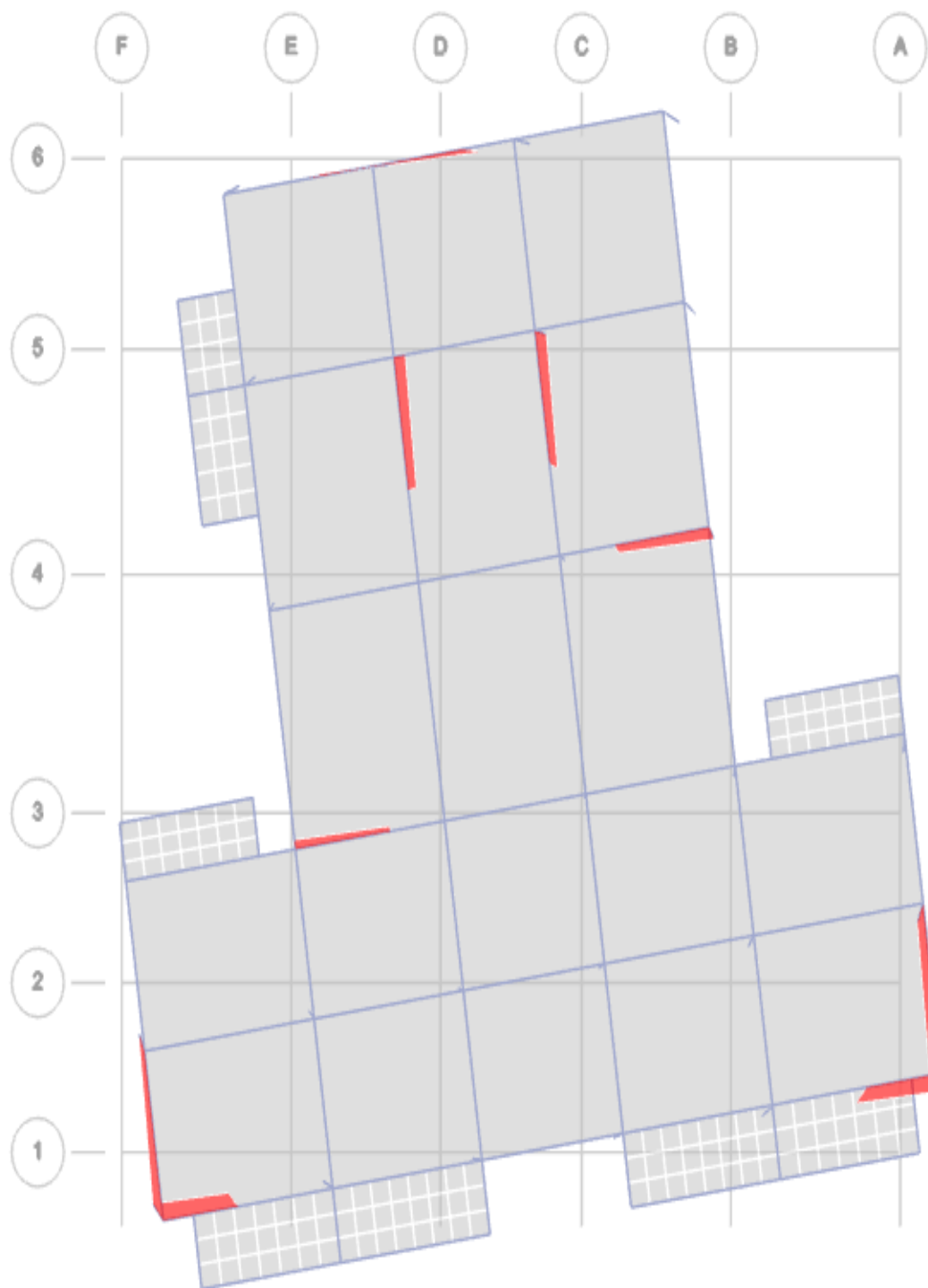


Figure V-6: Troisième mode principal de vibration en torsion.

V.8 Caractéristiques géométriques de bâtiment :

D'après logiciel ETABS on trouvé les valeurs de centre de rigidité et centre de masse comme sont montrées dans le Tableau V.1

Les calculs des données géométriques de notre structure se fait par rapport au repère (OX, OY)

Tableau V.8. Centre de rigidité et centre de masse de la structure.

Ni veau	Poids t	Masse sismique M(M)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
			X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y
RDC	309,4	31,548	9,595	7,736	9,722	8,71	0,217	0,974
1	305,908	31,183	9,503	7,733	9,796	8,464	0,293	0,731
2	305,908	31,1833	9,503	7,733	9,861	8,362	0,358	0,629
3	279,487	31,1404	9,497	7,733	9,902	8,348	0,405	0,615
4	279,39	28,4803	9,595	7,983	9,904	8,353	0,309	0,37

Avec ;

- Excentricité théorique ;

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

- Excentricité accidentelle ;

$$e_{ax} = 0,05 \times Lx = 0,05 \times 20,33 = 1,01$$

$$e_{ay} = 0,05 \times Ly = 0,05 \times 19,65 = 0,98$$

$$e_a = \max(e_{ax}, e_{ay})$$

$$e_a = 1,01$$

V.8.1. Calcul des coefficients de participation modale

On doit vérifier;

$$\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$$

Avec:

$$\bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki})^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 15061,81 \text{KN}$$

les valeurs données par ETABS sont résumées dans ce tableau V.2

Tableau V.9. Participation des masses cumulées

Mode	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	0.417253	72,7289	0.0512	72.8603	0.0512
2	0.354788	0.0406	71.5242	72.9009	71.5754
3	0.275642	0.292	0.4067	73.1929	71.982
4	0.10243	17.7462	0	90.9392	71.9821
5	0.086309	0.0005	19.884	90.9397	91.866
6	0.063726	0.0214	0.0111	90.9611	91.8772
7	0.046074	5.7243	0.0013	96.6854	91.8785
8	0.041142	0.0017	5.5173	96.6871	97.3957
9	0.030079	0.0918	0.0007	96.7789	97.3964

a- Sens longitudinal

$\Sigma \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 90,9611\% \geq 90\%$ Condition vérifiée.

b- Sens transversal

$\Sigma \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 91,8772\% \geq 90\%$ Condition vérifiée.

V.8.2.Vérification de la période

On doit vérifier aussi que la valeur de période dynamique (T_{dyn}) ne doit pas dépasser celle de la majoration de 30% de période statique fondamentale "T".

$T_{dyn} = 0,41 \text{ sec} < 1,30 \times T_{st} = 1,30 \times 0,41 = 0,53 \text{ sec}$ Condition vérifiée.

• V.7.3 Vérification la résultante des forces sismiques :

D'après le RPA, la résultante des forces sismiques à obtenue par combinaison des valeurs modales (V_t) il faut pas être inferieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente 'V'. Si cette condition n'est pas vérifiée on doit majorer l'effort tranchant à la base dans le rapport :

- $0,8(V \setminus V_t)$ **Article 4-3-6 RPA99**

L'effort tranchant donné par la formule suivante :

Chapitre V: Étude Sismique

- $0,8(V/V_t) \times V_t$

V.8.3. Calcul de l'effort tranchant

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

.Telle que :

$$\begin{aligned} A &= 0,15. \\ D &= 2,65. \\ Q &= 1,20. \\ W &= 15061,81 \text{ t.} \end{aligned}$$

$$V = \frac{0,15 \times 2,40 \times 1,20 \times 15061,81}{5} \Rightarrow V = 1301,31 \text{ KN}$$

Sens X :

$$V_{t_x} = 1143,2 > 0,80V = 1140 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sens Y :

$$V_{t_y} = 1143,7 \text{ t} > 0,80V = 1140 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.9 Déplacement relatif admissible:

La Vérification de déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est donnée par cette formule ;

$$d_k = R \text{ de l'article 4-19 RPA99}$$

d_k : déplacement dû aux forces sismiques **F_i** (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$D_k = d_k - d_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal

Tableau V.10: Déplacement relatif admissible suivant le sens x

Niveaux	Diaphragme	UX	Δk_x	Δ_k	D=1,0 %he	Condition
4	D5	0,0077	0,0385	0,0085	0,0306	Condition vérifiée
3	D4	0,006	0,03	0,009	0,0306	Condition

Chapitre V: Étude Sismique

						vérifiée
2	D3	0,0042	0,021	0,009	0,0306	Condition vérifiée
1	D2	0,0024	0,012	0,008	0,0306	Condition vérifiée
RDC	D1	0,0008	0,004	0,004	0,0306	Condition vérifiée

Tableau V.11: Déplacement relatif admissible suivant le sens y

Niveaux	Diaphragme	UY	Δ_y^k	Δ_k	D=1,0 %he	Condition
4	D5	0,0058	0,0232	0,0017	0,0306	Condition vérifiée
3	D4	0,0043	0,0215	0,0065	0,0306	Condition vérifiée
2	D3	0,003	0,015	0,007	0,0306	Condition vérifiée
1	D2	0,0016	0,008	0,005	0,0306	Condition vérifiée
RDC	D1	0,0006	0,003	0,003	0,0306	Condition vérifiée

V.9 .1.Vérification de l'effet P-Δ

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Article 5-9 RPA99

Avec

P_K : poids total de la structure

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

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 : $T = 0,41 \text{ sec} < 0,7\text{sec}$

La formule de force est :

$$F_i = (V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j \text{ Article 4-11 RPA99}$$

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 ».

Si : $\begin{cases} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P - } \Delta \text{ peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \text{ Amplifiant les effets de } \frac{1}{(1-\theta_K)}. \\ \theta_K > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$

Tableau V.12: Vérification à l'effet P-Δ

niveau	hat	W _i	P _K	Sens x			Sens y		
				Δ _k	V _k	θ	Δ _k	V _k	θ
4	15,3	2793,3	2793,3	0,0085	567,34	0,002	0,0017	560,34	0,001
3	12,24	3054,87	5848,17	0,009	1032,34	0,004	0,0065	1109,34	0,003
2	9,18	3059,08	890725	0,009	1497,34	0,006	0,007	1397,34	0,003
1	6,12	3059,08	11966,33	0,008	1753,34	0,01	0,005	1653,34	0,005
RDC	3,06	3094,486	15060,816	0,004	1954,23	0,01	0,003	1900,23	0,005

D'après les résultats obtenus ($\theta < 0,10$) puisque les valeurs $\theta_{k/x}$ et $\theta_{k/y}$ sont inférieures à 0,1 dans les deux sens donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ (Stable).

V.10.Conclusion

Selon les résultats obtenus Après plusieurs essais nous pouvons conclure que :

- La période T est vérifiée.
- L'effort tranchant a la base de la structure est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié
- .les Déplacements relatifs admissible sont vérifiés.
- L'effet de deuxième ordre (l'effet P- Δ) est vérifié.

Puisque tout les conditions exigées par le (**R.P.A99/version 2003**), sont vérifiées, nous pouvons passer aux ferraillements des éléments structuraux.

CHAPITRE VI:
Etude Portiques

VI.1. Introduction

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation. Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable.

Les réglementations en vigueur [**B.A.E.L 91 modifiée 99 et R.P.A 99/ (version 2003)**]. nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

L'étude 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 9.7.4**) ce qui nous a permis de calculer les portiques.

VI.2. Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des charges à prendre pour les dimensionnements des éléments structuraux, notamment, les poteaux et les poutres pour une ossature auto-stable :

1) Poutres

*Sollicitation du 1^{er} genre (situation durable) (**B.A.E.L 91 modifiée 99**)

$$1,35G+1,5 Q$$

$$G+Q$$

*Sollicitation du 2^{ème} genre (situation accidentelle) [**R.P.A 99/ (version 2003)**]

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

Sachant que :

La combinaison (**0,8.G±E**) donne un ferrailage inférieur à un niveau des appuis.

La combinaison (**G+Q±E**) donne un ferrailage supérieur à un niveau des appuis.

2) Poteaux

*Sollicitation du 1^{er} genre (situation durable) (**B.A.E.L 91 modifiée 99**)

$$1,35 G+1,5 Q$$

$$G+Q$$

*Sollicitation du 2^{ème} genre (situation accidentelle) [**R.P.A 99/ (version 2003)**]

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm 1,2 E$$

Sachant que :

Chapitre VI: Étude des portiques

La combinaison $0,8G \pm E$ donne un effort normal minimal et un moment correspondant, elle permet ainsi de déterminer les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

La combinaison $(G+Q \pm 1,2.E)$ donne un moment maximal et un effort normal correspondant, elle permet ainsi de vérifier le coffrage des sections du béton (contrainte de compression maximale).

Avec : **G** : Charge permanente ; **Q** : Charge d'exploitation ; **E** : Effort sismique.

VI.3 .Ferrailage des portiques:

VI.3.1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On a 2 types de poutres à étudier :

- **Poutre principale (30 x 40)**
- **Poutre secondaire (30x 35)**

VI.3.1.1. Méthode de calcul :

-Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre : $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

-Sollicitation du 2^{eme} genre : $S_{p2}=0,8G \pm E. \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

$S_{p2}=G+Q \pm E. \Rightarrow$ 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).

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations

Tableau :VI.1 les données de calcul des poutres

Situation Durable		Situation Accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1,5.$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_b = 1,15.$	$\gamma_s = 1$
$f_c = 28 = 25$ Mpa.	FeE 400 Mpa.	$f_c = 28 = 25$ Mpa.	FeE 400 Mpa.
$\sigma_b = 14,17$ Mpa	$\sigma_s = 348$ Mpa.	$\sigma_b = 18,48$ Mpa	$\sigma_s = 348$ Mpa.

-Pour le ferrailage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par **R.P.A 99(version 2003)**

Chapitre VI: Étude des portiques

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de **0,5% en toute section.**
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : * **4% en Zone courante.**
* **6% en Zone recouvrement**

Tableau VI.2: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99/v2003.

Poutre	$A_{\min}=0,5 \% \times S$	$A_{\max 1}=4 \% \times S$	$A_{\max 2}=6 \% \times S$
Poutre principale	6.00	48,00	72,00
(30x40) cm ²			
Poutre secondaires	5.25	42.00	63
(30x35) cm ²			

-Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques.avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

-La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** en Zone **IIa**

VI.3.1.2.FerraillagePoutre Principale

VI.3.1.2.1. Détermination Des Sollicitations

❖ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 38,79 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 38,14 \text{ KN.m} \frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 0,98 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1)$$

❖ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 55,79 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 65,35 \text{ KN.m} \frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 1,17 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2)$$

Les valeurs des moments max en appuis et entravées ainsi que l'effort tranchant de 1^{er} et 2eme genre sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau :VI.3. Récapitulatif Des Sollicitation En Poutre Principale

Niveau	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	M _u de calcul (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Effort Tranchant (KN)	
		M _{sp1}	M _{sp2}	M _{sp2} / M _{sp1}	M _U (KN.m)	M _{ser}	ELU	
							1 ^{er} genre T _{max}	2 ^{eme} genre T _{max}
RDC Et 1 ^{er}	Appuis	55,79	65,55	1,17	65,55	40,53	84,40	88,40
	Travées	38,79	38,14	0,98	38,79	28,17		
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	Appuis	56,53	57,63	1,02	57,63	42,07	101,60	89.60
	Travées	39,45	38,61	0,98	39,45	28,74		
4 ^{eme}	Appuis	58,50	56,67	0,96	58,50	43,07	75.60	98.70
	Travées	48,04	36,89	0,76	48,04	35,16		

On va prendre comme un exemple de calcul Poutre Principale a univeau de RDC et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

VI.3.1.2.2. Calcul les armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003]:

Données : b = 30cm. h_t= 40cm.d = 0.9xh_t=36 cm

➤ **En travée**

- **ELU**

$$M_{tu} = 38,79 \text{ KN.m} \sigma_s = 348 \text{ MPS}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{38,79 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 14,17} = 0,070 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,090$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,963$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{38,79 \cdot 10^3}{0,963 \cdot 36 \cdot 348} = 3,21 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T12 A_s = 3,39 cm²

Chapitre VI: Étude des portiques

Condition de non fragilité[BAEL 91 A.4.2.1] :

$$A_s > A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1/400 = 1,45 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}}$condition vérifiée.

- **ELS**

$$M_{t_{\text{ser}}} = 28,17 \text{ KN.m} \alpha = 0,090$$

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} \quad \alpha = 0,090 \text{ et } \gamma = \frac{38,79}{28,17} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} ; \quad \alpha \leq 0,43 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} : [CBA 93 Art.A.4.5.3]

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad e \quad \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3f_e}; 110 \sqrt{\eta x f_{tj}} \right) = 201,63 \text{ Mpa} \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

➤ En Appui

- **ELU**

$$M_{t_u} = 65,35 \text{ KN.m} \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{65,35 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 14,17} = 0,118 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,157$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,937$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{65,35 \cdot 10^3}{0,937 \cdot 36 \cdot 348} = 5,57 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T14 fil +2T12 Chapeau $A_s = 6,88 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité[BAEL 91 A.4.2.1] :

$$A_s > A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1/400 = 1,45 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}}$condition vérifiée.

- **ELS**

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

$$M_{t_{\text{ser}}} = 40,53 \text{ KN.m} \alpha = 0,157$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

$$\alpha = 0,157 \text{ et } \gamma = \frac{65,35}{40,53} = 1,61$$

Chapitre VI: Étude des portiques

$$\alpha \leq \frac{1,61-1}{2} + \frac{25}{100} ; \quad \alpha \leq 0,55 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les contraintes sont calculées à l'E.L.S sous M ser : [CBA 93 Art.A.4.5.3]

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad e \quad \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3 f_e}; 110 \sqrt{\eta x f_{tj}} \right) = 201,63 \text{ Mpa} \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

VI.3.1.2.3. Vérification de la contrainte de cisaillement: [CBA93 Art A.5.1]

L'effort tranchant maximal T = 88,40 Kn

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b x d) = 88,40 \cdot 10 / (30 \times 36) = 0,81 \text{ Mpa}$$

$$\text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,81 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

VI.3.1.2.4. Calcul des armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003] :

a) Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l) ; \Phi_t \leq \min (11,42 ; 30 ; 14) ; \Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm.}$

b) Calcul de L'espace

- Zone courante Selon le CBA93

$$\begin{cases} S_t \leq \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min (36 ; 40 \text{ cm}) \end{cases} \quad S_t \leq 30 \text{ cm} \quad S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \quad S_t = 15 \text{ cm.}$$

- Zone nodale selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.5.2.2]

$$\begin{cases} S_t \leq \min (12\Phi_l ; h/4) \\ S_t \leq \min (16,80 ; 10 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

c) Section des armatures transversales :

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

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

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

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

Chapitre VI: Étude des portiques

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,81 - 0,3 \cdot 1,2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1,15 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,029 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) \quad \frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,41; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,41 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,41 \times b}{fe} = \frac{0,41 \times 30}{235} = 0,052 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,053 \text{ cm}$, on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 0,53 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ 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 : $r = 5,5 \cdot \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm.}$

✓ VII.4.7. Calcul des crochets

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 26,30 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 3,70 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25,10 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 3,91 \text{ cm.}$$

✓ VII.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**.

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm.}$$

Tableau VI.4: Récapitulatif Ferrailage des différents niveaux (poutres principales).

Niveau	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
RDC et 1 ^{er}	Appuis	65,55	5,57	6,00	3T14 fil + 2T12 chapeau	6,88
	Travées	38,79	3.28		3T14	4,62
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	Appuis	57,63	4.87	6,00	3T14 fil + 2T12 chapeau	6,88
	Travées	39,45	3.27		3T14	4,62
4 ^{eme}	Appuis	58,50	4.97	6,00	3T14 fil + 2T12 chapeau	6,88
	Travées	48,04	4.02		3T14	4,62

VI.3.1.3.Poutre secondaire (30x35) cm²

VI.3.1.3.1. Détermination Des Sollicitations

❖ En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 22,36 \text{KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 20,34 \text{KN.m} \quad \frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 0,87 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1)$$

❖ En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 38,01 \text{KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 53,00 \text{KN.m} \quad \frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 1,39 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2)$$

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi que l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{eme} genre sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau :VI.5. Récapitulatif Des Sollicitation En Poutre secondaire

		Moments max (KN.m)		Rapport	M _u de calcul (KN.m)	M _{ser} (KN .m)	Effort Tranchant (KN)	
		ELU				ELS	1 ^{er} genre T _{max}	2 ^{eme} genre T _{max}
Niveau	Position	M _{sp1}	M _{sp2}	M _{sp2} / M _{sp1}	M _U (KN.m)	M _{ser}		
RDC et 1 ^{er}	Appuis	38,01	53,00	1,39	53,00	26,33	60,10	96,80
	Travées	22,36	20,34	0,91	22,36	16,09		
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	Appuis	49,03	56,35	1,15	56,35	27,78	102,40	76,60
	Travées	32,83	28,12	0,86	32,83	16,30		
4 ^{eme}	Appuis	18,54	37,35	2,01	37,35	13,63	72,30	61,00
	Travées	12,14	17,45	1,43	17,45	8,91		

On va prendre comme un exemple de calcul Poutre secondaire au **niveau de RDC et** les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

VI.3.1.3.2. Calcul les armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003]:

Données : b = 30cm. h_t= 35cm. d = 0.9xh_t=31.50 cm

➤ **En travée**

• **ELU**

$$M_{tu} = 22,36KN.m \sigma_s = 348 \text{ MPS}$$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{22,36 \cdot 10^3}{30 \cdot (31,5)^2 \cdot 14,17} = 0,053 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,973$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22,36 \cdot 10^3}{0,973 \cdot 31,5 \cdot 348} = 2,10 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T12 A_s = 3,39 cm²

Condition de non fragilité [BAEL 91 A.4.2.1] :

$$A_s > A_{min} = 0,23bx dx ft_{28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1 / 400 = 1,14 \text{ cm}^2.$$

A adoptée > A_{min}.....condition vérifiée.

• **ELS**

$$M_{tser} = 13,63KN.m \alpha = 0.068$$

Chapitre VI: Étude des portiques

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad \alpha = 0,068 \text{ et } \gamma = \frac{22,36}{13,63} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} ; \quad \alpha \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M ser : [CBA 93 Art.A.4.5.3]

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad e \quad \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3f_e}; 110 \sqrt{\eta x f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ Mpa} \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

➤ En Appui

• ELU

$$M_{tu} = 53,00 \text{ KN.m} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPS}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{53,00 \cdot 10^3}{30 \cdot (31,5)^2 \cdot 14,17} = 0,126 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,169$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,932$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{53,00 \cdot 10^3}{0,932 \cdot 31,5 \cdot 348} = 5,49 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T14 fil + 2T12 Chapeau $A_s = 6,88 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité [BAEL 91 A.4.2.1] :

$$A_s > A_{min} = 0,23 b x d x f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1 / 400 = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$A_{adoptée} > A_{min} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

• ELS

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

$$M_{tser} = 26,33 \text{ KN.m} \quad \alpha = 0,196$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\alpha = 0,196 \text{ et } \gamma = \frac{53,00}{26,33} = 2,01$$

$$\alpha \leq \frac{2,01-1}{2} + \frac{25}{100} ; \quad \alpha \leq 0,76 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M ser : [CBA 93 Art.A.4.5.3]

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad e \quad \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3f_e}; 110 \sqrt{\eta x f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ Mpa} \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Chapitre VI: Étude des portiques

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

VI.3.1.3.3. Vérification de la contrainte de cisaillement : [CBA93 Art A.5.1]

L'effort tranchant maximal $T = 96.80 \text{ kN}$.

Contrainte tangente : $\tau_u = T/(b \times d) = 96,80 \times 10 / (30 \times 31,5) = 1,02 \text{ Mpa}$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$.

$\tau_u = 1,02 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa}$condition vérifiée.

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

VI.3.1.3.4. Calcul des armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003] :

a) Diamètre des armatures transversales

$\Phi_t \leq \min(h/35 ; b/10 ; \Phi_l) ; \quad \Phi_t \leq \min(10 ; 30 ; 14) ; \quad \Phi_t = 8 \text{ mm}$.

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

b) Calcul de L'espace

- Zone courante Selon le CBA93

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min(31,5 ; 40 \text{ cm}) \end{cases} \quad S_t \leq 30 \text{ cm} \quad S_t \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

- Zone nodale selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.5.2.2]

$$\begin{cases} S_t \leq \min(12\Phi_l ; h/4) \\ S_t \leq \min(16,8 ; 8,75 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow S_t = 8 \text{ cm}.$$

c) Section des armatures transversales :

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

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$f_{tj}^* = \min(2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$

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

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

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,02 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,063 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa}\right) \quad \frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max(0,51 ; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,51 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,51 \times b}{f_e} = \frac{0,51 \times 30}{235} = 0,065 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

Chapitre VI: Étude des portiques

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t}\right) \geq 0,065 \text{ cm}$, on prend $S_t = 8 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 0,52 \text{ cm}^2 \begin{cases} \Rightarrow 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 8 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ 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 : $r = 5,5 \cdot \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm.}$

✓ Calcul des crochets

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 31.5 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 19.7 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 6.81 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 19.60 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 6.86 \text{ cm.}$$

✓ .La longueur de recouvrement

D'après le **R.P.A 99/version 2003**, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm.}$$

Tableau VI.6: Récapitulatif Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaire).

Niveau	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
RDC et 1 ^{er}	Appuis	53,00	5,49	5,25	3T14 fil + 2T12 chapeau	6,88

Chapitre VI: Étude des portiques

	Travées	22,36	2,10		3T12	3,39
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	Appuis	56,35	5,54	5,25	3T14 fil + 2T12 chapeau	6,88
	Travées	32,83	3,12		3T12	3,39
4 ^{eme}	Appuis	37,35	3,56	5,25	3T12 fil + 2T12 chapeau	5,65
	Travées	17,45	1,63		3T12	3,39

VI.3.1.4. Schéma de ferrailage des poutres :

➤ Poutres principales.

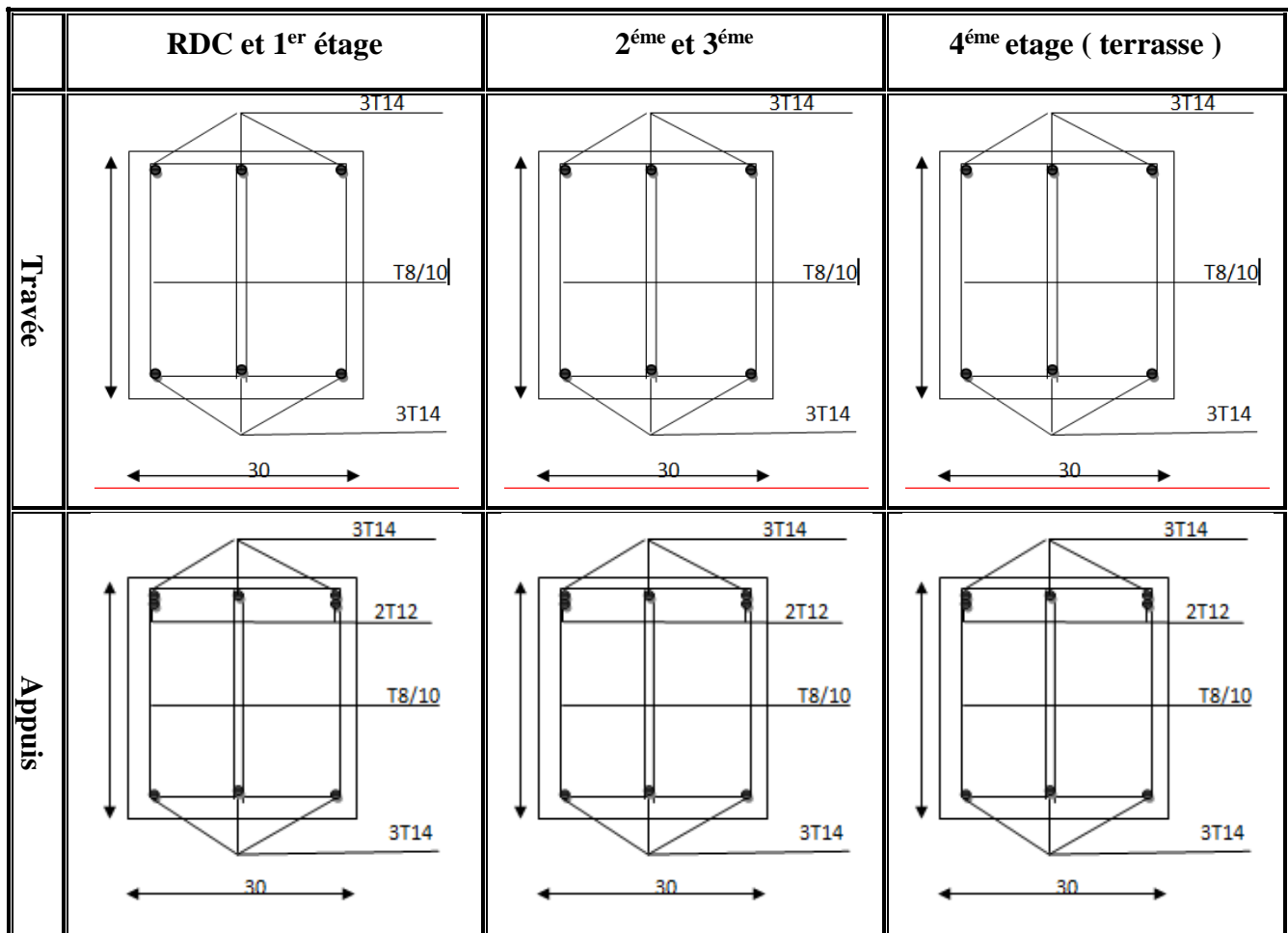


Figure VI.1 Schéma de Ferrailage des poutres principale

➤ Poutres Secondaire

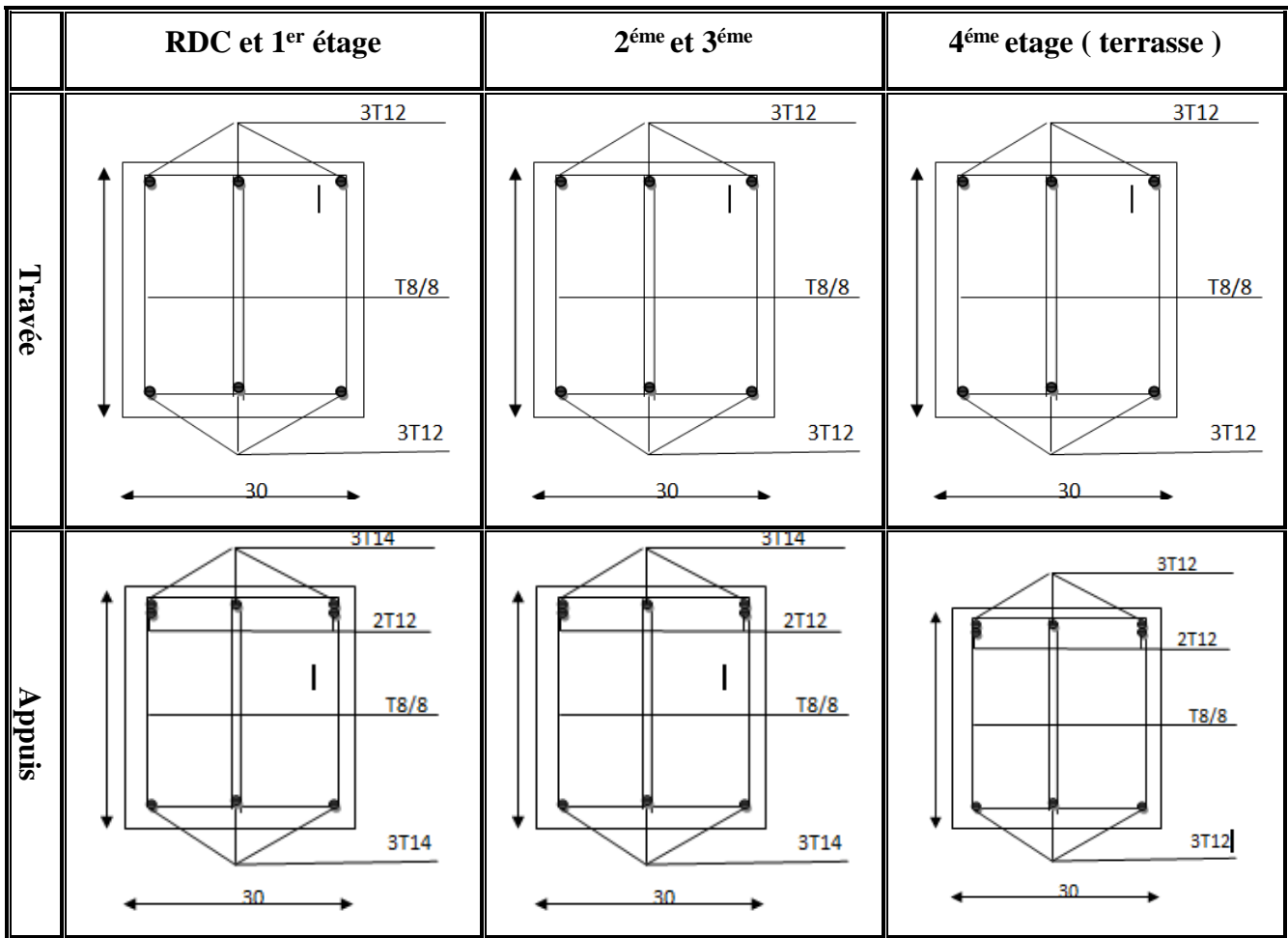


Figure VI.2 Schéma de Ferrailage des poutres secondaire

VI.3.2 Ferrailage des poteaux :

VI.3.2.1. Méthode de calcul :

Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal .

Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

Tableau :VI.7.les données de calcul des poteaux

Situation Durable		Situation Accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$b = 1,5. \gamma$	$s = 1,15 \gamma$	$b = 1,15. \gamma$	$s = 1 \gamma$
$f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$	FeE 400 Mpa.	$f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$	FeE 400 Mpa.
$= 14,17 \text{ Mpa } \sigma_b$	$= 348 \text{ Mpa. } \sigma_s$	$= 18,48 \text{ Mpa } \sigma_b$	$= 348 \text{ Mpa. } \sigma_s$

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les Combinaisons suivantes :

- 1^{er} Genre : $1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots$ ($N_{\max}; M_{\text{corresp}}$) \longrightarrow A₁
- 2^{ème} Genre : $0,8G \pm E \dots\dots\dots$ ($N_{\min}; M_{\text{corresp}}$) \longrightarrow A₂
- $G + Q \pm 1,2E \dots\dots\dots$ ($M_{\max}; N_{\text{corresp}}$) \longrightarrow A₃

➤ Ferrailage exigé par R.P.A 99 (version 2003) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- 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.

Tableau VI.8: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99/v2003.

poteaux	$A_{\min} = 0,8 \% \times S$	$A_{\max 1} = 4 \% \times S$	$A_{\max 2} = 6 \% \times S$
(40x40) cm ²	12,80	64,00	96,00
(35x35) cm ²	9,80	49,00	73,50

-Le diamètre minimal est de **12 mm** La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone IIa)

Tableau :VI.9.Section D'acier Minimale

Ø	12	14	16	20
LR (cm)	48	56	64	80

-La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** 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

Chapitre VI: Étude des portiques

La zone nodale est définie par

$$l'_{eth}, l'_{e'} = 2h \cdot h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

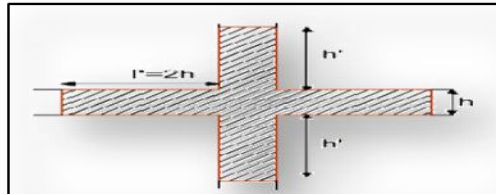


Figure VI.3 : Zone nodale.

VI.3.2.2 Ferrailage Poteaux RDC (40x40) cm² (Exemple de calcul)

VI.3.2.2.1 Calcul les armatures longitudinales (Art 7.4.2.2 RPA)

a) Sollicitation de calcul

➤ Combinaison de 1^{er} genre (1,35G+1,5Q) :

$$N_{\max} = 1049.90 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = 14.85 \text{ KN.m}$$

* Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 14.85/1049.90 = \mathbf{0.014 \text{ m}}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1049.90 (0,36 - 0,40/2 + 0,014) = \mathbf{466.15 \text{ KN.m}}$$

* Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1049.90 \text{ KN} < 1836.43 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 466.15 \text{ KN.m} < 952.097 \text{ KN.m} \dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires (**A₁=0**) .

➤ Combinaison de 2^{ème} genre (0,8G±E):

$$N_{\min} = 1619.5 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = 25.9 \text{ KN.m}$$

* Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0.0159 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 38.88 \text{ KN.m}$$

* Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1619.5 \text{ KN} < 2395.01 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 25.9 \text{ KN.m} < 1126.11 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires (**A₂=0**) .

➤ Combinaison de 2^{ème} genre (G+Q±1,2E):

Chapitre VI: Étude des portiques

$$M_{\max} = 53.23 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 542.5 \text{ KN}$$

* Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,098 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 92.29 \text{ KN.m}$$

* Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 542.5 \text{ KN} < 2395.01 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 92.29 \text{ KN.m} < 37.77 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=0$).

b) Section adoptée :

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_3, A_{\min(\text{RPA})})$$

Pour une section de béton (40x40) cm²

$$A_{\min(\text{R.P.A})} = 12.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_3, A_{\min(\text{RPA})}) = \max (0,00; 0,00 ; 0,00 ; 12.20) = \mathbf{20,00 \text{ cm}^2}$$

On adopte 4T16 + 4T14 $A_s = 14.20 \text{ cm}^2$

Les sollicitations max et sections d'armatures choisies correspondants aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants

Tableau VI.10: choix des armatures longitudinale des poteaux

Etage	Section	cas de combinaison		N (KN)	M (KN. m)	As (calculer) (cm2)	As (min) (cm2)	Choix	As (cm2)
		1er Genre	2eme Genre						
RDC	(40*40)	1er Genre	$N_{\max} \text{ ---- } M_{\text{corr}}$	1049.90	14.85	0.00	12.80	4T16 + 4T14	14.20
		2eme Genre	$N_{\min} \text{ ---- } M_{\text{corr}}$	1619.5	25.9	0.00			
			$M_{\max} \text{ ---- } N_{\text{corr}}$	53.23	542.5	0.00			
1er ET 4eme ETAGE	(35*35)	1er Genre	$N_{\max} \text{ ---- } M_{\text{corr}}$	835.80	10.90	0.00	9.80	4T14 + 4T12	10.68
		2eme Genre	$N_{\min} \text{ ---- } M_{\text{corr}}$	646.60	17.56	0.00			
			$M_{\max} \text{ ---- } N_{\text{corr}}$	55.95	60.80	4.21			

VI.3.2.2.2. Calcul des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA):

a) Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi/3$$

$$\Phi_t = 20 / 3 = 6.66 \text{ mm}$$

On prend $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- 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 : Coefficient correcteur égal 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.

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

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10\text{cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_L = 30 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm.}$$

b) Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3.06 / 0,4 = 5.35$$

$$\lambda_g = 5.35 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 49.50}{40 \times 235} = 0,20 \text{ cm}^2$$

c) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t.b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 5,35 > 5 : \Rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 40 = 1.20 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1.80 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On adopte aux poteaux de RDC : **8T8** soit **S = 4,02 cm²**

d) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 49.50 \text{ KN.m}$$

Chapitre VI: Étude des portiques

Contrainte tangente : $\tau_u = T/(bxd) = 49.50 \times 10^3 / (400 \times 360) = 0,343 \text{ Mpa}$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$.

$\tau_u = 0,343 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Tableau VI.11: choix des armatures transversales

Section	T max(KN)	λ_g	ρ_a	A _t cm ²	zone	St finale	choix
40*40	49.50	5.35	2.5	1.20	Nodale	10	8T ₈ =
				1.80	Courante	15	4.02 cm ²
35*35	80.87	6.12	2.5	1.05	Nodale	10	8T ₈ =
				1.58	Courante	15	4.02 cm ²

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

Zone courante : $\frac{4,02 \times 400}{50 \times 15} = 2,14 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Zone nodale : $\frac{4,02 \times 400}{50 \times 10} = 3,22 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

f) Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$\begin{cases} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{306}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \right) = 60 \text{ cm.} \\ L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.} \end{cases}$$

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.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec

a: Coefficient fonction de l'élanement l;

B_r : Section réduite du béton ;

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Chapitre VI: Étude des portiques

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2 \times (\lambda/35)^2} & \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0,6 \times (\lambda/35)^2 & \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple de calcul (RDC)

Longueur de flambement : $L_f = 0,7 \times l_0 \Rightarrow L_f = 2,14$.

Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0,12 \text{ m}$.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,14}{0,12} \Rightarrow \lambda = 18,53 \Rightarrow \alpha = 0,80.$$

-La section réduite : $B_r = 1444 \text{ cm}^2$

-Selon « **R.P.A 99/version 2003** » $A_s = 0,8\% \times B_r \dots \dots \dots \text{Zone IIa}$

$$A_s = 0,8\% \times B_r = 11,55 \text{ cm}^2$$

Donc

$$N_u = 0,80 \times \left(\frac{0,1444 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 11,55 \cdot 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) \cdot 10^3 = 2460,81 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 1049,90 \text{ KN} < N_u = 2460,81 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Il n'y a pas de risque de flambement.

Le même calcul s'applique pour l'autre section de poteau, et les résultats sont représentés dans le tableau **VI.12**.

Tableau VI.12: Vérification au flambement des poteaux des différents étages.

Étage	I	l	a	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u _{max} (KN)	N _u (KN)	Observation
RDC	0,12	18,53	0,80	11,55	1444	1049,90	2460,81	Condition vérifiée
1^{er} → 4^{ème}	0,10	21,40	0,80	8,71	1089	835,80	1855,87	Condition vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'y a pas de risque de flambement.

VI.3.2.3 Schéma de ferrailage des poteaux

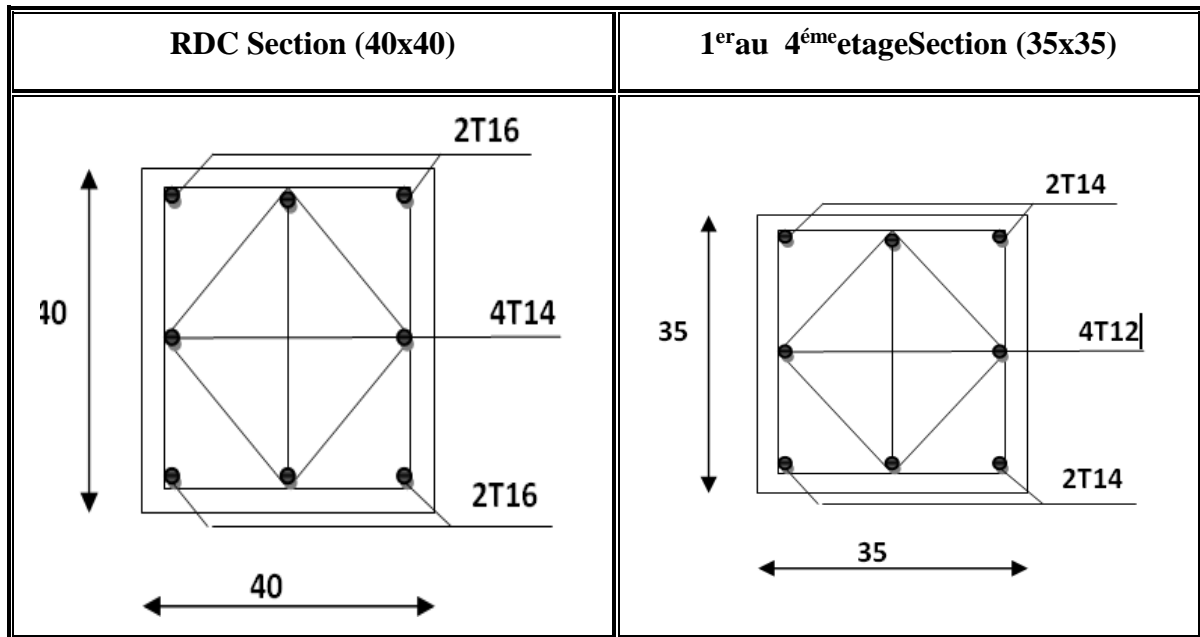


Figure VI.4 Schéma de Ferrailage des poteaux

VI.7. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons calculé le ferrailage de différents éléments de portique (poteaux, poutres).

- Les poutres sont calculés en flexion simple.
- Les poteaux sont calculés en flexion composée.

CHAPITRE VII:
Etude Des Voiles

VII.1 Introduction :

Les murs ou voiles se sont des éléments désignent des parties d'ouvrages pleines et verticales en béton armé préfabriquées ou coulées directement sur place

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs

a raison est que les voiles outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont très efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales

VII.2 Le système de contreventement :

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments de la construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent et le séisme. Le contreventement peut être assuré par :

- des voiles ou des murs appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système porteurs « poteaux-poutres » formant portiques d'étages.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « graines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Dans certains cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends (système de contreventement mixte) . Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel est économique, on s'intéresse à la
- Détermination et la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques.
- Comparer l'inertie des voles a celle des portiques auquel nous allons attribuer une inertie fictive.

VII.2 .1. Calcul du système de contreventement :

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. D'une part la transfert des charger verticale et d'autre part assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales . il sont sollicitées par un moment fléchissant un effort normal et effort tranchant.

Combinaison de calcul :

- Vérification du béton $G + Q \pm E$
- Calcul des acers de flexion $0,8G + E$

VII.2 .2.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).

VII.2 .3.La méthode de calcul du voiles :

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).

Calcul des voiles par méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\sigma}{1,15} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

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 trois cas

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée

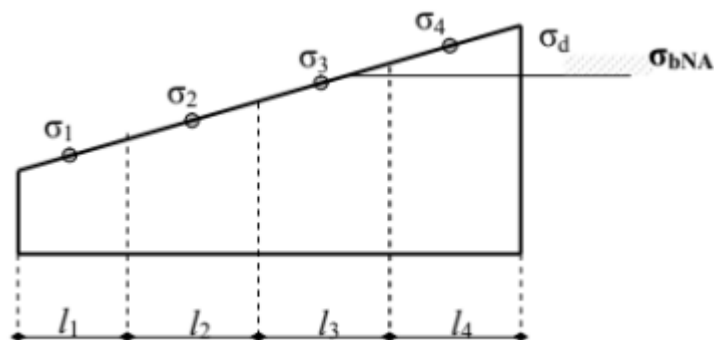


Figure VII. 1: la section du voile est entièrement comprimée

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) $A_{min} = 0,15.a.L$

2eme cas :

Si : $((\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$ a 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 :

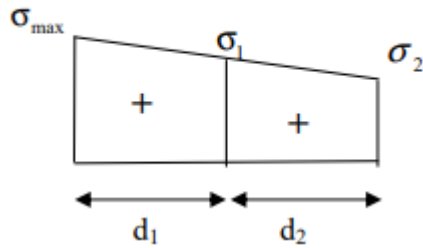


Figure VII. 2: la section du voile est entièrement tendue

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale. –

Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3 eme cas: Si (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

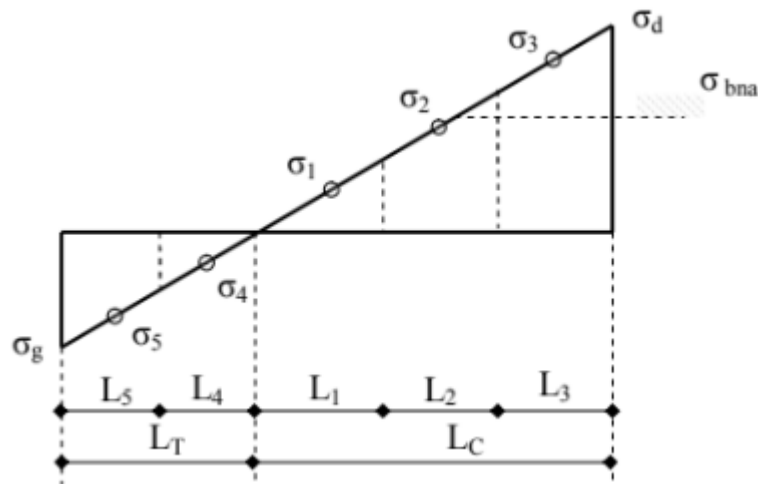


Figure VII. 3: la section du voile est partiellement comprimée

VII.3 ..Les recommandations du RPA99 :

VII.3 .1..Armatures verticales Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes

- $\min = \%2.0 \times t \times eLA$ avec L_f longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $/10 L$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

VII.3 .2 .Armatures horizontales Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure. Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

VII.3 .3 Armatures transversales Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par 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 inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire. **Article 7.7.4.1-11RPA99**

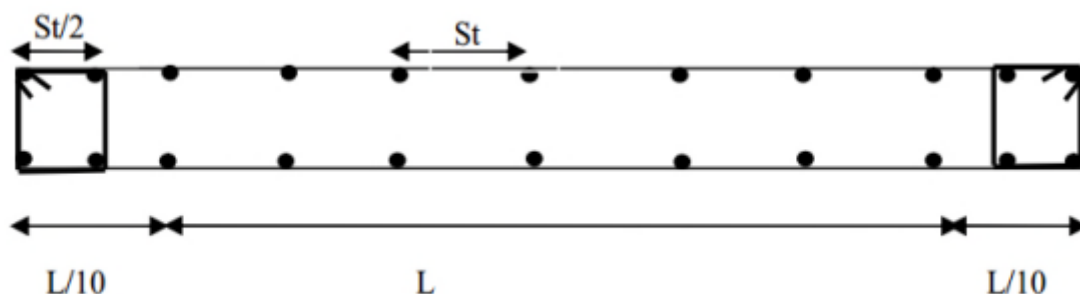
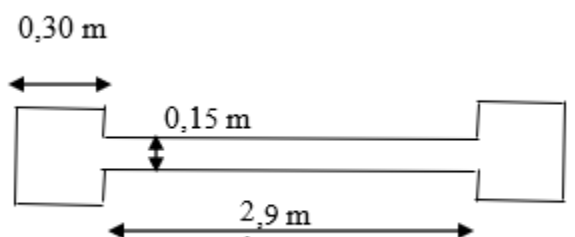


Fig. VII. 4 Disposition des armatures dans les voiles.

VII.4 Ferrailage des voiles :



VII.4.1 Exemple calcul :

$$A = (0,30 \times 0,35) \times 2 + 0,15 \times 2,9 = 0,645 \text{ m}^2;$$

$$I = 0,54 \text{ m}^4$$

$$V = 1,75 \text{ m};$$

$$N = 2167,5 \text{ KN.}$$

$$M = 4339,82 \text{ KN.M ;}$$

$$T = 631 \text{ KN}$$

VII.4.2. Détermination des contraintes :

- Combinaison G + Q ±E (vérification du béton)

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{2167,5 \times 10^{-3}}{0,645} + \frac{4339,82 \times 1,75 \times 10^{-3}}{0,54} = 17,41 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{2167,5 \times 10^{-3}}{0,645} - \frac{4339,82 \times 1,75 \times 10^{-3}}{0,54} = -10,71 \text{ MPa. .}$$

$\sigma_1 = 17,41 \text{ MPa.} \leq \sigma = 18,48 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

$\sigma_2 = -1 - 10,71 \text{ MPa.} \leq \sigma = 18,48 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

VII.4 .2.1. Calcul des armatures verticales

- 0,8G + E (calcul des aciers de flexion)

N= 1880,9 KN

M= 4229,65 KN.m

T= 614 KN

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1880,9 \times 10^{-3}}{0,645} + \frac{4229 \times 1,75 \times 10^{-3}}{1,88} = 16,62 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{1557 \times 10^{-3}}{0,645} - \frac{4928,8 \times 1,75 \times 10^{-3}}{1,88} = -10,18 \text{ MPa.}$$

On a : (σ_1 et σ_2) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue

→ la longueur tendue :

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L$$

$$X = \frac{10,18}{16,62 + 10,18} \times 3,5 = 0,37 \text{ m}$$

➤ **La longueur de la zone comprimée:**

$$Y = L - X = 3,5 - 0,37 = 3,13 \text{ m}$$

➤ **Calcul de la contrainte σ_3 :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2 \times (x - b)}{x} - \frac{-10,18 \times (0,37 - 0,30)}{0,37} = -1,92 \text{ MPa}$$

VII.4.3. Effort de traction :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2}\right) \times b \times h$$

$$F_1 = \left(\frac{10,18 + 1,92}{2}\right) \times 350 \times 300 = 635,25 \text{ kn}$$

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_3}{2}\right) \times (x-b) \times e$$

$$F_1 = \left(\frac{1,92}{2}\right) \times (370-300) \times 150 = 53,445 \text{ kn}$$

$$F_t = F_1 + F_2$$

$$F_t = 635,25 + 53,445 = 688 \text{ kn}$$

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$A_v = \frac{688000}{400} = 17,20 \text{ cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_v = \frac{17,20 \times 100}{37} = 4,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Selon le **R.P.A 99 (version 2003)** :

l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{F_e}$$

Calcul ;

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4'614 \times 10^3}{400} = 23,63 \text{ cm}^2$$

Calcul pour un mètre linéaire :

$$A_{vj} = \frac{23,635 \times 100}{37} = 63,889 \text{ cm}^2$$

$$A_{vt} = 63,889 + 4,65 = 68,53 \text{ cm}^2$$

VII.4.4 Pourcentage minimal d'armature :

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

$$A_{\min} = 0,2 \times a \times L$$

D'où : L c'est la longueur tendue

$$A_{\min} = 0,002 \times 15 \times 37 = 1,1 \text{ cm}^2$$

.Donc :

$$A_{vt} \geq A_{\min} \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Le diamètre**

$$D \leq \frac{1 \times a}{10}$$

$$D \leq D \leq \frac{1 \times 150}{10} \Rightarrow D \leq 15 \text{ cm} \text{ On adopte : } D = 12 \text{ mm.}$$

➤ **L'espacement**

- Selon le **B.A.E.L 91 modifier 99**, on a :

$$S_t \leq \min \{ 2 \times a ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \{ 2 \times 15 ; 33 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Selon le **R.P.A 99/version 2003** on a :

$$S_t \leq \min \{ 1,5a ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq S_t \leq 22,5 \text{ cm}$$

$$\text{. Donc : } S_t \leq \min \{ S_{t_{\text{BEAL}}} ; S_{t_{\text{RPA99}}} \} \Rightarrow S_t \leq 22,5 \text{ cm.}$$

On adopte un espacement de 15 cm .

VII.4.5. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

:Avec la formule suivante :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{aL}$$

Avec ;

$$\bar{T} = 1,4 T_{\text{cal}}$$

'effort tranchant de calcul majoré de 40%

Avec :

d : hauteur utile, $d = 0,9h$

b_0 : épaisseur de voile.

Cette contrainte est limitée par:

$$\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 614 \times 10^1}{15 \times 306 \times 0,9} = 2,08 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3,23 \text{ MPa} < 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

« Donc pas de risque de cisaillement ».

VII.4.6 Calcul des armatures horizontales :

La formule La section A_T des armatures d'âmes est donnée par :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot k}{0,8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$K = 1 + \frac{3(N_u/B)}{f_{c28}}$$

En flexion composée où $N > 0$ (compression), B : section du béton

$$K = 1 + \frac{3(1557 \times 15 \times 306 \times 10^2)}{25} = 1$$

$$\frac{A_T}{S_t} \geq \frac{(2,54 - 0,3 \times 2,1 \times 1) 20}{0,8 \times 400 \times (\cos 90 + \sin 90)} = 0,1 \text{ cm}$$

Chapitre VII : Étude des voiles

le RPA 99a donne un pourcentage minimum de ferrailage qui est :

0,15% de la section du voile considérée si $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$.

0,25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0,025f_{c28}$

Soit **5T12/ml** de hauteur ($A_s=5,65\text{cm}^2$) avec un espacement de **20cm**

$$\frac{A_T}{S_t} = \frac{5,65}{20} = 0,28\text{cm} \geq 0,028\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VII.4.7. Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R.-B.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le BAEL 91, 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 **4Ø8par m²**.

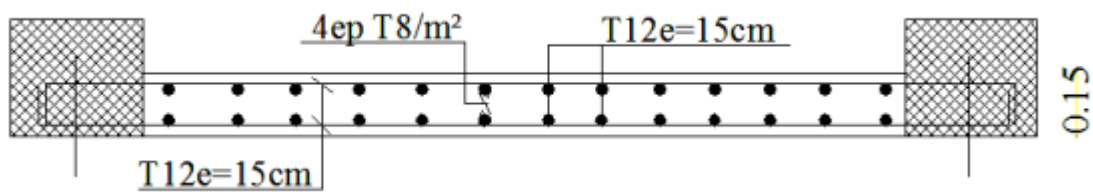


Figure VII.5: Schéma de ferrailage de voile

Tableau VII. 1: tableau récapitulatif du ferrailage des voils

voile	M,N	A_{Cal} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	A_h (cm ² /ml)	A_v (cm ² /ml)
V1	M=561,11	2,50	5T12 As=5,65	5T12 As=5,65	4 Ø 8 As=2,01
	N=169,0				
V2	M=339,83	2,30	5T12 As=5,65	5T12 As=5,65	4 Ø 8 As=2,01
	N=1039,				
V3	M=194	2,20	5T12 As=5,65	5T12 As=5,65	4 Ø 8 As=2,01
	N=53,49				
V4	M=183,07	2,04	5T12 As=5,65	5T12 As=5,65	4 Ø 8 As=2,01
	N=42				

CHAPITRE VIII:

Etude

L'infrastructure

VIII.1.Introduction

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurant ainsi la transmission et la répartition des charge de la superstructure vers le sol sur lequel elle repose : elle sert à

- Réaliser l'encastrement de la structure
- La bonne répartition des charges
- Limiter les tassements des sols

VIII.2.Choix du type de fondations

Avec une capacité portante du terrain égale à **1 bars** pour un ancrage de **2.06m** à partir du terrain naturel , la première approche de semelle isolés et semelle filante nous conduit à des dimension très importante (largeur de semelle) favorisant ainsi le chevauchement du bulbes de pression sous semelles voisines engendrant inévitablement l'instabilité de l'ouvrage.

Notre choix portera sur un radier général, qui est un système de fondation composé d'une dalle occupant la totalité de la surface de l'emprise de la structure et des nervures il présente les avantages suivants :

- 1- Une meilleure rigidité
- 2- Une bonne répartition des charges
- 3- Evite les tassements différentiels importants
- 4- Facilité de coffrage et mise en œuvre du béton
- 5- Rapidité d'exécution

VIII.2.1. Justification pour le choix des fondations :

Le choix de type de fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol
- Le type de la structure
- les charges transmises au sol
- l'aspect économique

VIII.2.2. Confirmation du choix :

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 1,00bars à une profondeur de 2.06 m.

VIII.2.2.1 Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est: $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

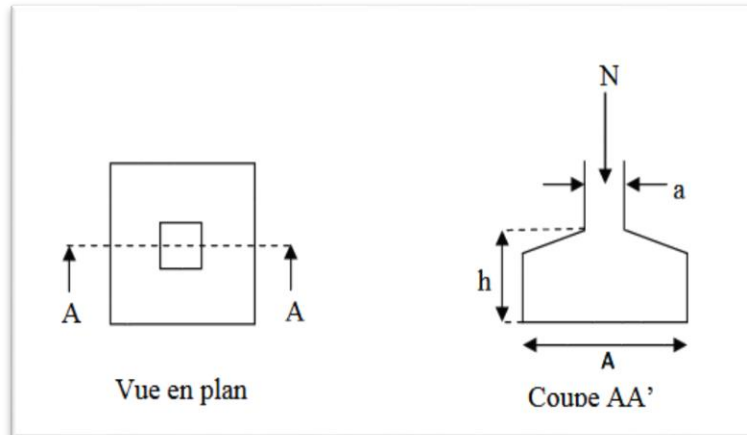


Figure VIII.1: Schéma d'une semelle isolée.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N: L'effort normal agissant sur la semelle obtenu par l'ETABS 9.7.4 ;

S: Surface d'appui de la semelle ;

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (B× B), donc S= B².

Ns= 1011.30 KN

$\overline{\sigma_{sol}}$ =100 KN/m².

$$\Rightarrow \frac{Ns}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{Ns}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{Ns}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{1011.3}{100}} \quad AN : B \geq 3.18m.$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3,00 m,

D'après ces résultats, on remarque qu' il ya chevauchement des semelles on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VIII.2.2.2. Vérification des semelles filantes

si nous proposons des semelles filantes , la surface minimale nécessaire pour que celles-ci transmettant au sol une contrainte inférieure à la contrainte admissible σ_{sol} :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad \text{Avec} \quad S_s : \text{la surface des semelles}$$

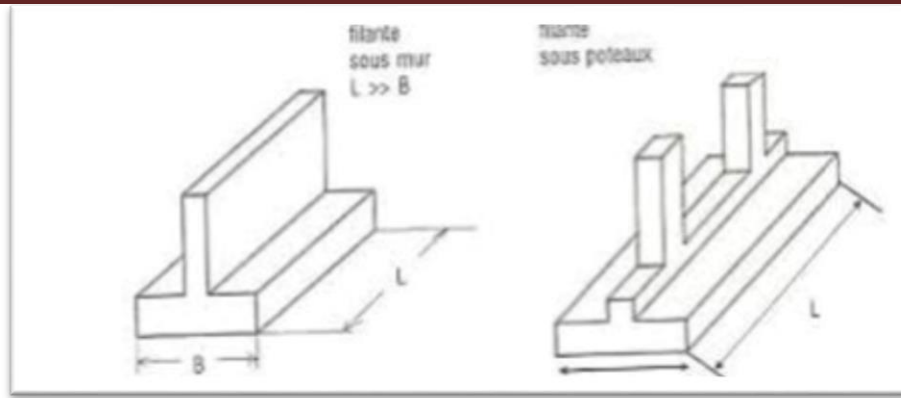


Figure VIII.2: Schéma d'une semelle filante

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ;

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow \frac{20390.00}{100} \Rightarrow S_s \geq 203,90 m^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\%$$

La surface du bâtiment est : $S_{batiment} = 260.38 \text{ m}^2$.

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{203,9}{260,38} = 0,78 = 78\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse de 50% la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

Donc , il serait plus intéressant d'orienter notre choix vers **un radier générale**

VIII.3. Etude du radier général

Les combinaisons d'actions à prendre en compte lors du calcul du radier sont :

- 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 : $\begin{cases} 0,8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.

VIII.3.1. Définition du radier

Le radier c'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 résistant aux contraintes de sol.

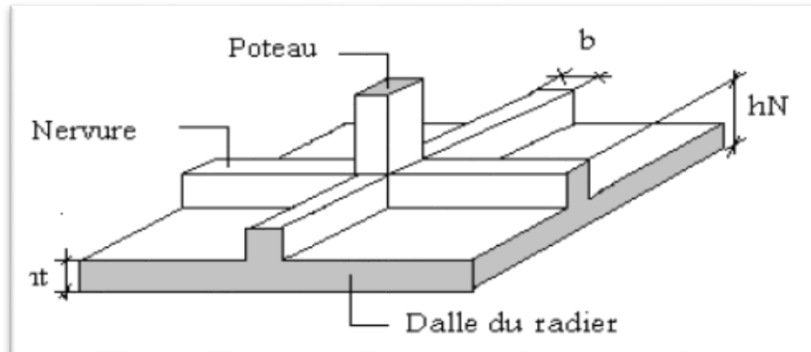


Figure VIII. 3:Radier général.

VIII.3.2. Calcul du radier

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité. (Réaction de sol \approx poids total de la structure).

Poids supporté par le radier

G_T : la charge permanente totale = **1807.12 t**

Q_T : la charge d'exploitation totale = **232.75 t**

Combinaison d'actions

E. L. U : $N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 2788,74 \text{ t}$.

E. L. S : $N_{ser} = G_T + Q_T = 2039.87 \text{ t}$.

VIII.3.2. 1. Pré-dimensionnement du radier

VIII.3.2. 1.1. Détermination la Surface et l'épaisseur du radier

➤ **La surface** du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_{sol} = 1,00 \text{ bars} = 10 \text{ t/m}^2$.

$N = N_{ser} = 2039,87 \text{ t}$.

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{2039,87}{10} = 203,98 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de $D=60 \text{ cm}$ de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise S_{radier} .

$$S_{radier} = 298,64 \text{ m}^2.$$

Avec

Chapitre VIII : Étude de l'infrastructure

X : Longueur de bâtiment ;

Y : Largeur de bâtiment.

➤ **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 $V_u = Q.L / 2$.

$$Q = 1\text{m} \times (N_u / S) = 2788,74 / 298,64 = 9,34\text{t/m.}$$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 4,50$ m.

$$V_u = \frac{(Q \times L)}{2} = \frac{1\text{m} \times (N_u / S) \times L}{2} = \frac{1\text{m} \times (9,34) \times 4,50}{2} = 21,02 \text{ t.}$$

$$d \geq \frac{12,02 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,14 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

2^{ème} Condition

De (1) , on a : $d \geq 14$ cm

Donc : $h \geq (d + c) \Rightarrow h \geq (14 + 5) \Rightarrow h \geq 19$ cm

Soit : $h = 40$ cm et $d = (0,9 \times 40) = 36$ cm.

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à $h_t = 40$ cm.

VIII.3.2. 1.2. 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 :

$$L_{\text{max}} = 4,50 \text{ 0m}$$

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

$$\Rightarrow 50 \text{ cm} \leq h \leq 75 \text{ cm.}$$

On prend :

b = 40 cm ; h = 70 cm ; d = 63 cm.

VIII.3.2. 2. Les vérifications

VIII.3.2. 2.1. Vérification au poinçonnement (B.A.E.L 91 modifiée 99)

$$Q_u \leq 0,05 \cdot u_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2(u + v)$$

$$u = a + h_t = 10 + 40 = 50 \text{ cm.}$$

$$v = b + h_t = 10 + 40 = 50 \text{ cm.}$$

$$U_c = 2(50 + 50) = 200 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 93,40 \text{ KN} \leq 0,05 \times 200 \times 40 \times \frac{2,50}{1,50}$$

93.40 KN ≤ 666,66 KN. Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VIII.3.2. 2.2. Vérifications de la poutre de libage

➤ Des contraintes

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 522,67 \text{ t}$$

E.L.S :

$$N_{\text{ser}} = 522,67 + 2039,87 = 5625,54 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{5625,54}{298,64} = 8,58 \text{ t/m}^2.$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow 8,58 \text{ t/m}^2 \leq 10 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ 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 :

$$I = bh^3/12 = 0,40 \times (0,70)^3 / 12 = 0,011 \text{ m}^4.$$

E : Module d'élasticité du béton

$$E = 3216420 \text{ t/m}^2.$$

b : Largeur de la poutre

$$b = 0,40 \text{ m.}$$

Chapitre VIII : Étude de l'infrastructure

K : Coefficient de la raideur de sol $k = 200 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,011}{200 \times 0,40}} = 6,33 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 4,50 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 9,90 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L_{\max} : La longueur maximale entre nues des poteaux.

VIII.3.2. 2.3. 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.

$$(e = M/N \leq B/4).$$

$$E = \frac{22,773}{2039,87} = 0,011 \text{ m} < \frac{22,33}{4} = 5,58 \text{ m}.$$

VIII.3.2. 2.4. Contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 9,7 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{9,70}{0,40 \times 0,63 \times 100} = 0,38 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

VIII.3.3. Ferrailage du radier

➤ Évaluation des charges pour le calcul du radier

$$Q = \sigma_{\max} = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{2788,74}{298,64} = 9,34 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 1,00 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \Rightarrow Q = \sigma_{\max} - \sigma_{\text{radier}} = 8,34 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de : $Q = 8,34 \text{ t/m}^2$.

Chapitre VIII : Étude de l'infrastructure

VIII.3.3.1. Ferrailage de la dalle

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 modifier 99**.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VIII.3.3.1.1. 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 modifier 99).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

VIII.3.3.1.2. Calcul du ferrailage

$\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ Pour tous les panneaux constituant le radier, donc la dalle porte dans les deux sens.

On prend le panneau le plus défavorable pour déterminée du ferrailage

- Détermination des efforts

Tableau VIII.2: 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)
3,30	4,10	0,80	0,0628	5,70	4,85	2,85	0,7111	4,05	3,44	2,03

- Calcul des armatures

a) Suivant L_x

- En travée

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,85 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,026 \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,026 \Rightarrow \alpha = 0,033 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,85 \times 10^4}{0,987 \times 36 \times 348} = 3,92 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte

4T12 = 4,52 cm², avec un espacement de 25 cm.

- Sur appuis

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,85 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,016 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,016 \Rightarrow \alpha = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,85 \times 10^4}{0,992 \times 36 \times 348} = 2,29 \text{ m}^2 / \text{ml.}$$

On adopte

4T12 = 4,52 cm², avec un espacement de 33 cm

b) Suivant L_y

- En travée

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,44 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,019 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,019 \Rightarrow \alpha = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,44 \times 10^4}{0,990 \times 36 \times 348} = 2,77 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte **4T12 = 4,52 cm²**, avec un espacement de 33 cm.

- Sur appuis

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,03 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,011 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,011 \Rightarrow \alpha = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,03 \times 10^4}{0,995 \times 36 \times 348} = 1,62 m^2 / ml.$$

On adopte 4T12 = 4,52cm², avec un espacement de 33 cm.

• **VIII.3.3.1.3 .Vérification de l'espacement**

Dans le sens le plus sollicité :

$$S_t \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (120 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}).$$

$S_t \leq 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

VIII.3.3.2.Ferraillage 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 ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

VIII.3.3.2.1.Sens longitudinale

• **a)Calcul des chargements(q_M)**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3.L_{y1}^2} \right) . L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3.L_{y1}^2} \right) . L_{x2} \right]$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_{x1} = 3,70m \\ L_{y1} = 4,50m \\ L_{x2} = 3,50m \\ q = 8,34t / m \end{cases}$$

$$q_M = \frac{8.34}{2} \left[\left(1 - \frac{3,70^2}{3 \times 4,50^2} \right) \times 3,70 + \left(1 - \frac{3,50^2}{3 \times 4,50^2} \right) \times 3,50 \right]$$

$$q_M = 23,60 t / m.$$

$$M_0 = \frac{q_M \times L_{y1}^2}{8} = \frac{23,60 \times 4,50^2}{8} = 59,74 \text{ t.m.}$$

b) Calcul du ferrailage

➤ • En travée

$$M_t = 0,85M_0 \Rightarrow 0,85 \times 59,74 = 50,78 \text{ t}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{50,78 \times 10^4}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,226 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,324$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 54,83 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Zx\sigma_s} = \frac{53,5 \times 10^4}{54,83 \times 348} = 26,61 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{On adopte: } \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ lit : 4T20} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \Rightarrow A = 28,65 \text{ cm}^2. \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \end{cases}$$

• Sur appuis

– **Appuis Intermédiaires** $M_a = 0,5M_0 \Rightarrow 0,5 \times 59,74 = 29,87 \text{ t}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{29,87 \times 10^4}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,133 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,179$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 58,49 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Zx\sigma_s} = \frac{29,87 \times 10^4}{58,49 \times 348} = 14,67 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{On adopte: 4T14fil + (4T12 + 4T12) chap} \Rightarrow A = 15,02 \text{ cm}^2.$$

Appuis De Rive $M_a = 0,2M_0 \Rightarrow 0,2 \times 59,74 = 11,95 \text{ t}$

Chapitre VIII : Étude de l'infrastructure

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,95 \times 10^4}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,053 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,068$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 61,28 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Zx\sigma_s} = \frac{11,95 \times 10^4}{61,28 \times 348} = 5,60 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte: 4T14 $\Rightarrow A = 6.16 \text{ cm}^2$.

VIII.3.3.2.2.Sens transversale

- a) Calcul des chargements (q')

q' : c'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ q' = \frac{2}{3} \times q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 8,34 \times 4,20 = 23,35 \text{ t/m} \mapsto M_0 = 51.48 \text{ t.m} \right.$$

- b) Calcul du ferrailage

➤ En travée

$$M_t = 0,85M_0 \Rightarrow 0,85 \times 51,48 = 43,76 \text{ t}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{43,76 \times 10^4}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,174 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,272$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 56,14 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mt}{Zx\sigma_s} = \frac{43.76,76 \times 10^4}{56,14 \times 348} = 22,39 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte: $\begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ lit} : 4\text{T}16 \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit} : 4\text{T}16 \Rightarrow A = 24,13 \text{ cm}^2. \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit} : 4\text{T}16 \end{cases}$

➤ Sur appuis

- **Appuis Intermédiaires** $M_a = 0,5M_0 \Rightarrow 0,5 \times 51,49 = 25,74 \text{ t}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{225,74 \times 10^4}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,114 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,151$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 59,19 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \times \sigma_s} = \frac{25,74 \times 10^4}{59,19 \times 348} = 12,49 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte: 4T 16fil + 4T 12 chap $\Rightarrow A = 12,56 \text{ cm}^2$.

- **Appuis De Rive** $M_a = 0,2M_0 \Rightarrow 0,2 \times 51,49 = 10,29 \text{ t}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,29 \times 10^4}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,045 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,057$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 61,56 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \times \sigma_s} = \frac{10,29 \times 10^4}{61,56 \times 348} = 4,80 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte: 4T 14 $\Rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$.

➤ Armature de peau

Selon le **B.A.E.L 91** modifier **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 $h_a = 70 \text{ cm}$, donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas II n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

VIII.3.3.3. Armature transversal

- **Diamètre**

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(20; 10; 40) = 10 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$.

- **Espacement**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(17,50; 12) = 12 \text{ cm.}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T10, $A=3,14\text{cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,19; 0,4 \text{ MPa}) = 0,54 \text{ MPa.}$$

$$\frac{3,14 \times 400}{40 \times 15} = 2,09 > 0,54 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.4. Schéma de ferrailage :

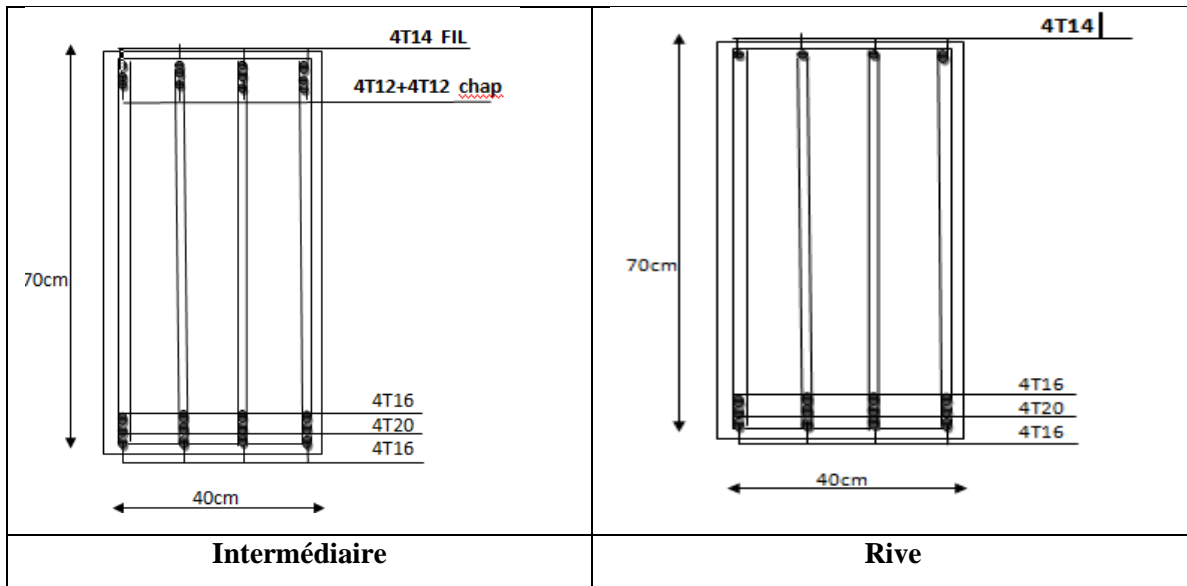


Figure VIII.4: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale

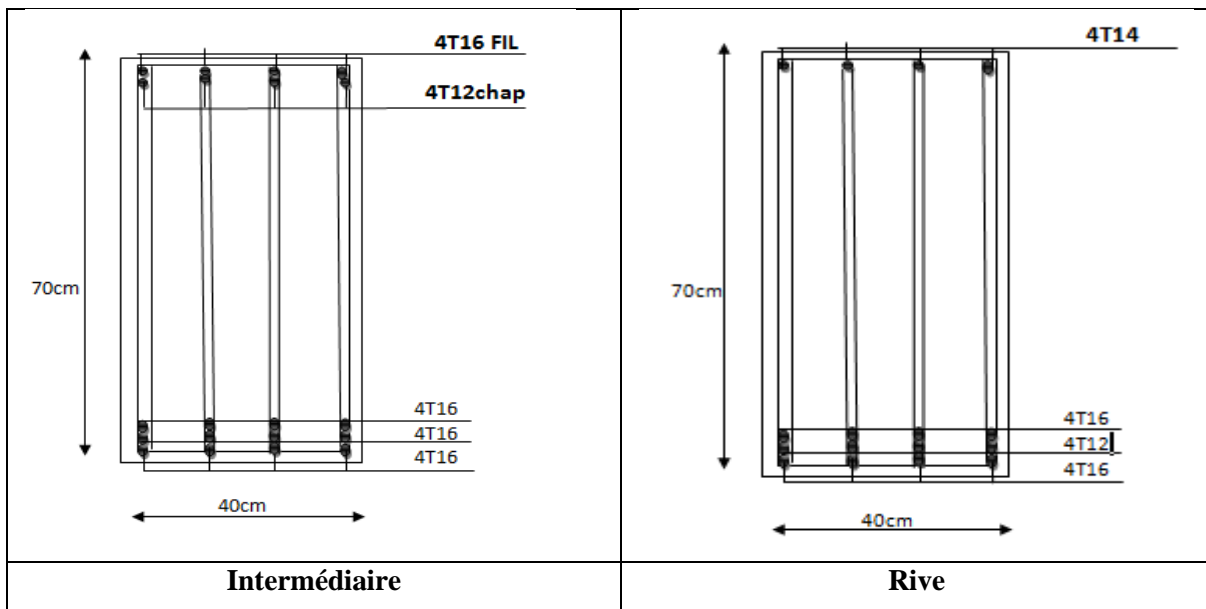


Figure VIII.5: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.

VIII.5.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. un radier général à été opté comme type de fondations.

Conclusion générale

Au terme de ce projet , nous espérons avoir présenté une étude approfondie dans le domaine du génie civil notamment dans la construction , et aussi avoir cerné la majorité des parties étudiée durant notre carrière d'étude. d'améliorer nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiment

Ce projet fonctionne à atteindre les normes de stabilité (normes parasismique) et résistance dans l' objectif de réduire les dégâts tout en prenant en considération l'aspect économique afin d'éviter le coût exorbitant. nous avons aussi profité de l'utilisation de l'outil informatique a savoir le logiciel (ETABS) dans la modélisation des structures et d'automatiser au maximum les étapes de calcul cela nous a permis d'appliquer la logique pour résoudre des problèmes rencontrés par les ingénieurs civils

Globalement on peut dire que :

-Le séisme en tant que chargement accidentelle reste l'une des plus importants et dangereuses actions à considérer dans la conception et du calcul des structures

-les voiles sont des éléments nécessaire dans le nouveau code parasismique rend le système de contreventement mixte plus adéquat pour les bâtiments de hauteur moyenne

touts les vérifications relatives exigées par les différentes règles de construction (BAEL 91-RPA 99) on été satisfaisantes

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} , 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 Appuis ;
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S ;
M_U	Moment Fléchissant A L'E.L.U ;
$M_{\hat{a}x}$	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 à la compression à j- jours ;
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j ;
f_e	Limite d'élasticité de l'acier ;
f_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j- jours ;
f_{r28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j ;
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_{st}	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 ; effort normal réduit ;
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton ;
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'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 ;

Références Bibliographiques

Règlements et livres et document

- ❁ Règles parasismiques Algérienne R.P A99 ver 2003(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- ❁ Règles BAEL 91 modifiées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode états-limites.
- ❁ . Règle de conception et de calcul de structures CBA93(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).
- ❁ Charges permanentes et surcharges d'exploitations DTR BC 22(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.2)

- ❁ Règle de calcul de semelle superficielles (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.331)
- ❁ Dimensionnement des voiles en BA R. Taleb et B. Eldjouzi

MÉMOIRES

Mémoire BOUTA Dia Eddineet, Conception et modélisation d'un bâtiment à usage d'habitation en R+10 + sous-sol implanté à Sétif

- ❁ Mémoire Sanaa Hocine et Hammadi Belkacem, Etude d'un bâtiment en (R+12 avec sous-sol) à usage multiple à contreventement mixte.
- ❁ Mémoire DJELFI Khemis et -MAGHRANI Houssam ETUDE D'UN BATIMENT R+9 A USAGE D'HABITATION é (2017,2018).
- ❁ Mémoire DJERIBI Hani Achref Eddine et SAFSAF Hadjer, L'effet Du Séisme Vertical Sur La Réponse Des Structures (2016).
- ❁ Mémoire BENSAAD KENZA, etTOUATI ASMA Etude d'un bâtiment R+5 à usage multiple « Portique contreventé par des voiles » (2012.2013)
- ❁ Mémoire ADLI RAFIK et :MOULEKAF ABDESSAMIA, Etude d'un bâtiment (R+8+SOUS- SOL) à usage multiple contreventé par un système mixte (voiles-portiques) (2016,2017)
- ❁ Mémoire Chikh Hanane, ÉTUDE D'UN BÂTIMENT« 2 SOUS SOL, RDC + 9 ÉTAGES » DU FORME IRRÉGULIÈRE À USAGE MULTIPLE(2012).
- ❁ Mémoire CHABANE Kaouther, Etude et conception d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commerciale (2011).
- ❁ Mémoire Blel Baroudi Youcef Seddiki Boumediene Khalil, Etude Sismique d'une structure en Béton Armé (RDC+9 étages)(2019,2020).
- ❁ Mémoire YAKER KENZA M ELL et ZIDELMAL RACHIDA, Etude d'un bâtiment(R+10+sous -sol) à usage d'habitation et commercial a contreventement mixte avec l'application ETABS.(2018,2019)
- ❁ Mémoire BELDJILALI MOURAD et MOUMEN AMINE Etude d'un bâtiment (sous-sol, RDC+ 9) à usage multiple
- ❁ Mémoire DIEB BADREDDINE ADDA SAIDA Etude d'un bâtiment en béton armé en R+5 à usage multiple contreventé par un système mixte (2018,2019)

COURS

- ❁ Polycopié, Bâtiment polycopié de Dr BOUBKER TOUFIK .
- ❁ Polycopié béton armé de Dr BOUZID HAYTHAM

LOGICIELS

- Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.4.....Modélisation.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- .
- AUTO CAD 2018.....Dessin.