REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème Etude d'un bâtiment en (sous-sol+RDC+07 étages) à usage d'habitation

---

Présenté par

CHABANE SIHEM

Proposé et Dirigé

Par

Dr. LACHENANI Amina

Promotion Juin 2025

REMERCIMENT

Tout d'abord, je remercie Dieu qui m'a inspiré patience et force pour réaliser ce travail.

Je remercie ma famille pour ses encouragements et son aide depuis le début de mes études jusqu'à l'endroit où je suis aujourd'hui, et bien sûr je n'oublie pas de remercier ma promotrice, ***M^{me} LACHENANI*** *de m'avoir encadré et de m'avoir poussé à donner le meilleur de moi-même.*

Enfin, Nous remercions aussi les membres de jurys qui nous font l'honneur d'avoir accepté de juger ce modeste travail.

Chabane Sihem

Dédicaces

J'ai le plaisir de dédier ce travail à tous ceux qui de près ou de loin m'ont aidé à sa réalisation

À mes chers parents, qui m'ont toujours assisté durant mes études et ce depuis mon enfance.

À mes chères sœurs, et mon frère, pour leur soutien moral et leurs encouragements.

Je tiens à remercier mes amis à particulier Assia et mes collègues de 2émes année master génie civil.

A tous ceux qui ont été là pour nous et qui m'ont aidé de loin ou de près a réaliser ce projet.

Merci

Chabane Sihem

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة ذات استعمال سكني من الخرسانة المسلحة تتكون من7 طوابق +طابق أرضي وتحت أرضي ستتم بنايتها في ولاية بومرداس المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية '' III " حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (RPA99 V2003)

ـ مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

- تحديد بعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية تم وفق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (القواعد الجزائرية المضادة للزلازل وقانون الخرسانة المسلحة). - تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية حيث استعمل Robot 2015 لحساب هيكل البناية وبعدها تأتي مرحلة دراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات بأخذ اعتبار مقاومة التربة. ـ **الكلمات المفتاحية**: هيكل، الخرسانة المسلحة، الدراسة الزلزالية، طريقة العناصر المنتهية، الديناميكية.

Résumé

Le but principal de ce travail est l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage habitation constitué de RDC+ 7étages + sous-sol implanté dans la wilaya de Boumerdes, cette région a une sismicité moyenne et est classée zone III, selon le règlement parasismique algérien RPA99 v2003.

-La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement par voile porteur.

-Le dimensionnement et le calcul de ferraillage de des éléments résistants a été fait conformément aux règlements Algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 v2003).

- En utilisant le logiciel Robot 2015, l'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis.

-L'étude de l'infrastructure de ce bâtiment a été faite afin de choisir le système de fondation le plus adéquat.

Mots clés : structure, béton armé, Dynamique, méthode des éléments finis, étude sismique.

Abstract

The purpose of This work is to study a reinforced concrete building for housing usage which constitutes of Ground+7 floors+ Basement, the building is located in Boumerdes, province of Médéa, this area has an average seismicity and classified as zone "III" according to the Algerian seismic code RPA99 v 2003. The strength of the structure under lateral and vertical loads is ensured by the mixed system (frames + shear walls).

The design and the reinforcement calculation of the structural members was established according to the Algerian codes (CBA93 and RPA99 V2003).

Using the software Robot 2015, the Dynamics stud was carried out in accordance with the numerical method which is based on finite elements.

The study of substructure of this building was carried out in order to choose the most suitable foundation system.

Key words : Structure ; Reinforced concrete ; Dynamic, Finite elements method, Seismic design

Sommaire

Remerciements…….
Dédicac…….
Résumé…….
Sommaire……..…….
Liste des tableaux …….
Liste des figures …….
Notation…….
Introduction générale…… 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation del'ouvrage…… 3
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage…….. 3
I.3.Conceptionparasismique..... 3
I.4.Eléments de l'ouvrage…….…… 3
I.4.1.Planchers…….……..... 3
I.4.2.Maçonnerie……..... 4
I.4.3.Revêtements……..... 4
I.4.4.L'acrotère……..... 4
I.4.5.Escalier…….…..... 4
I.4.6.Infrastructure……..…….. 4
I.5. Caractéristiques mécaniques desmatériaux…….…..... 4
I.5.1.Béton……..…… 4
I.5.2.Acier…….…..... 5
I.6.PrincipedecalculduCBA93…… …… 5
I.6.1.A L'ELU…….…..... 5
I.6.2AL'ELS…….……..……..... 6

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1 .Introduction…… 12

II.2.Pré dimensionnement des planchers……..12
II.2.1.Plancheàcorpscreux…….……12
II.2.2.Dallepleine…….……..... 13
II.3.Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations……...….....14
II.3.1.Charges permanentes…….…… 14
II.3.1.1.Maçonnerie……..……..……. 14
II.3.1.2.Plancher à corps creux…….…..…….. …… 15
II.3.1.3. Plancher à dalles plaines ……..……..16
II.3.2.Chargesd'exploitation…….…….. 17
II.4.Pré dimensionnement des poutres…….17
II.4.1.Pré dimensionnement des poutres principales……. 18
II.4.2.Pré dimensionnement des poutres secondaires…….…….18
II.5.Pré dimensionnement des poteaux……18
II.5.1.Etapes de prédimensionnement…….…… 18
II.5.2. Le choix de poteau le plus sollicité…….…… 20
II.5.3.Des cente des charges…….…….. 20
II.5.4 Effort normal ultime de résistance……20
II.5.5 Calcul de la longueur de flambement Lf……. 20
II.5.6 Calcul del'effort Nadm…….23
II.5.7. Vérification de l'effort normale ultime……24
II.5.8.Vérification selon RPA99 version 2003…… .…… 26
II.6.Prédimensionnement de voiles…… 27
II.**7.**Les longrines…… 27
II.8.Conclusion……28

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.Introduction…….……30
III.2.l'acrotère ……..……..…….……..…….....……..30
III..2.1 Introduction ……31
III.2.2 Principale de calcul……..29
III.2.3 Evaluation des charges permanente……...……..……31
III.2.4 Calcul de ferraillage à l'ELU ……...……..……..33
III.2.5 Vérification de contraintes normales……...34

III.2.6 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton…….……34
III.2.7 Vérification de l'effort tranchant…….....35
III.2.8 Vérification de la contrainte du béton……35
III.2.9 Vérification de l'acrotére au séisme …….35
III.3 Calcul du plancher ……...36
III.3.1 La dalle de compression ……...36
III. 4 Calcul des poutrelles ……..37
III.4.1 Avant coulage ……..37
III.4.1.1 Evaluation des chareges et surcharges……38
III.4.1.2 Calcul des étaiments……....38
III.4.2 Après coulage ……...39
III.4.2.1 Sollicitations de calcul ……..40
III.4.2.2 Calcul de ferraillage ……..……40
III.5 Les dalle pleines ……50
III.5.1 Définition…….……....53
III.5.2 Dimensionnement de la dalle ……...53
III.5.3 Evaluation des sollicitation ……....53
III.5.4 Calcul du ferraillage ……..54
III.5.5 Condition d'espacement ……..57
III.5.6 Vérification de la flèche ……..58
III.6 Les escaliers…….58
III.6.1.Introduction……58
III.6.2.Dimensionnement ……..…….…….....…….……58
III.6.3.Evaluation des charges permanentes esurcharged'exploitation…….....……59
III.6.4.Déterminationdeseffort…….…….60
III.6.5Ferraillage des escaliers…..……..……..……....60
III.6.6.Calcul de la poutre palière……..……..……..61
III.6.6.1 Pré dimensionnement ……64
III.6.6.2.Vérification des prescriptions du RPA99V2003…….…….....67
III.6.6.3.Evaluation des charges……67
III.6.6.4.Ferraillage des poutres palierenL'ELU……67
III.6.6.5. Vérification solen RPA 99 2003……..……...67
III.6.6.6.Vérification de compression dans la bielle de béton……...68

III.6.6.7. Vérification de l'efforttrancha…… 68
III.6.6.8.Vérificationavoisinagdel'appui…… 69
III.6.6 9.Vérification de la flèche…….…….. 69

III.7 Dalle machine…….70
III.7.1 Introduction…….....70
III.7.2.Pré dimensionnement de la dalle ……....70
III.7.3 Détermination des charges permanente et charges d'exploitation …….....70
III.7.4 Détermination des sollicitations …….…....71
III.7.5 vérification à L'ELS……75
III.7.6 vérification de la flèche……76
III.7.7 vérification de non poinçonnement…….……76

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction …… ……78
IV.2 Disposition des voiles……..78
IV.3 Choix de la méthode de calcul « RPA99V2003 Article 4.1.2 »……..79
IV.4 Modélisation « RPA99V2003 Article 4.3.2.B »…….....79
IV.5 Caractéristiques dynamiques ……..79
IV.5.1 Centre de masse……....79
IV.5.2 Centre de rigidité…….……80
IV.5.3 Excentricité théorique et admissible « RPA99V2003 Article 3.5.1.a2»……..81
IV.5.4 Spectre de réponse « RPA99V2003 Article 4.3.3 »…….....82
IV.5.4.1 Facteur de correction d'amortissement η ……..……84
IV.5.4.2. Facteur de qualité Q « RPA99Version 2003 Tableau 4.4»…….84
IV.5. 5. Justification du coefficient de comportement …….....84
IV.5.6 Résultats de l'analyse dynamique…… ...85
IV.6. Résultats des analyses dynamiques…… …...86
IV.6.1. Analyse modale « Art 4.3.4 RPA99v2003 » ……..86
IV.6.1.1. Comportement modal de la structure…… 86
IV.6.1.2 Participation massique…….……86
IV.6.2. Analyse statique et dynamique……...87
IV.6.2.1. Vérification de la force sismique à la base « RPA99v2003 Art 4.3.6 » …….87
IV.6.2.2 Vérification de la stabilité au renversement…….89

IV.6.2.3 Vérification du déplacement en tête « RPA99V2003 Article 4.4.3 »……..90
IV.6.2.4 Vérification des déplacements inter-étages « RPA99V2003 Article 4.4.3 »…...91
IV.6.2.5. Vérification du cisaillement des éléments……...93
IV.6.2.5.1. Poutres « C.B.A93 Article A.5.1 »…….....93
IV.6.2.5.2. Les poteaux « RPA99V2003 Article 7.4.3.2 »……93
IV.6.2.5.3. Voiles « RPA99V2003 Article 7.7.2 »……95
IV.6.2.6 Vérification de l'effort normal réduit « RPA99V2003 Article 7.1.3.3 »…….96
IV.6.2.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ « RPA99v2003 Article 5.9 »……..97
IV.7 Conclusion…….98

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Introduction……100
V.2. Ferraillage des poutres……..100
V.2.1. Recommandation des règlements ……100
V.2.1.1. Armatures longitudinales……..100
V.2.1.2.Armatures transversales……..100
V.2.2.Ferraillage longitudinal des poutres ……..…..101
V.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS……...101
V.2.4.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants…… 102
V.2.5. Calcul des armatures transversales ……103
V.2.6.Vérification de la flèche ……103
V.3.Ferraillage des poteaux …… 104
V.3.1. Introduction……107
V.3.2. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC …… 107
V.3.2.1. Recommandations selon les règlements……...107
V.3.2.2.Sollicitations extrêmes de ferraillage ……107
V.3.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS……108
V.3.3 Armatures transversales……..109
V.3.4 Coupe de ferraillage des poteaux ……..…110
V.4. Ferraillage des Voiles ……..112
V.4.1 Ferraillage des trumeaux ……113
V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales ……113
V.4.1.2. Vérification des contraintes normales à L'ELS……...113
V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC……..116

V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales……....117
V.4.2. Coupe de ferraillage des voiles……119

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction……120
VI.2. Connaissance du site et du sol…….....120
VI.3. Etude Préliminaire du choix de type de semelle……120
VI.4. Calcul des semelles isolées ……121
VI 4.1. Dimensionnement des semelles isolées……...121
VI.4.2. Vérification de chevauchement entre les semelles isolées à L'ELS……...122
VI.4.3 Les semelles isolées…….124
VI.4.4 Vérification de la stabilité au renversement…….124
VI.4.5 Vérification de poinçonnement……....125
VI.5 Calcul des semelles filantes……...126
VI.5.1.Semelle filante sous voiles et poteaux ……126
VI.5.1.1.Dimensionnement des Semelle filante sous voile……....127
VI.5.1.1.1.Vérifications des de la stabilité au renversement……...128
VI.5.1.1.2.Ferraillage de semelles filantes sous voiles……..129
VI.5.1.2.Dimensionnement des Semelles filante sous plusieurs poteaux……129
VI.5.1.2.1.Vérifications des de la stabilité au renversement……..130
VI.5.1.2.2.Vérification de poinçonnement de semelle sous plusieurs poteaux…….130
VI.5.1.2.3.Ferraillage de semelles filantes sous plusieurs poteaux……131
VI.6 Poutre de libage……...131
VI.6.1.Dimensionnement de la poutre de libage…….132
VI.6.2.Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage……...132
VI.6.3.Armature calculée en travée et en appuis ……..……133
VI.6.4.Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU……..…133
VI.6.5.Armatures de peau selon……..……..….134
Conclusion générale……..……..……...136

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1: FACADE PRINCIPALE 7
Figure I.2: PLAN R-D-C 8
Figure I.3: PLAN ETAGE COURANT 9
Figure I.4: PLAN TERASSE 10
Figure I.5: PLAN COUPE B-B 10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 Coupe du plancher à corps creux 13
Figure II.2 Le poteau plus sollicité(D_3) 20
Figure II.3 Régle de pré dimensionnement des voiles 27

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 L'accrotère 30
Figure III.2 Schéma statique de l'accrotère 30
Figure III.3 Les dimensions de l'acrotère 32
Figure III.4 Section de Béton Armé à ELU 32
Figure III.5 Ferraillage de l'acrotère 34
Figure III.6 Disposition des armatures de la table de compression 37
Figure III.7 Schématisation de la poutrelle avant coulage 38
Figure III.8 Poutrelle à 02 travées 41
Figure III.9 Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU 42
Figure III.10 Diagrammes des moments à l'ELS 43
Figure III.11 Poutrelle à 0 travées 43
Figure III.12 Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU 44
Figure III.13 Diagrammes des moments à l'ELS 45
Figure III.14 Poutrelle à 04 travées 45
Figure III.15 Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU 46
Figure III.16 Diagrammes des moments à l'ELS 47
Figure III.17 Poutrelle à 05 travées 47
Figure III.18 Diagramme de moments à l'ELU 48
Figure III.19 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU 48

Figure III.20 Diagramme des moments maximaux à l'ELS.....49
Figure III.21 les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée et En appui 50
Figure III.22 Section de calcul 54
Figure III.23 Dalles pleine rectangulaire encastrée sur 3 cotés.....54
Figure III.24 Les différentes étapes de calcul sur la type de la dalle.....54
Figure III.25 Dimensions de l'escalier 58
Figure III.26 Schéma de l'escalier.....58
Figure III.27 Schéma statique d'escalier.....61
Figure III.28 Diagramme retenu des moments et l'effort tranchant à L'ELU.....62
Figure III.29 Diagramme retenu des moments à L'ELS.....63
Figure III.30 Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS.....64
Figure III.31 Diensionnement de la poutre palière.....66
Figure III.32 Dértail de ferraillage de la poutre palière.....69
Figure III.33 Les encastrementes et les dimensions de la dalle machine.....71
Figure III.34 Les lignes de rupture 72

Chapitre IV: Etude dynamique

Figure IV.1 La Dispositions des voiles proposées …….....79
Figure IV.2 La disposition de centre de masse et centre de tersion ……81
Figure IV.3 Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voile...85
Figure IV.4 Les forces agissent sut la stabilité au renversement ……90

Chapitre V : : Ferraillage des éléments structuraux

Figure V.1 Disposition des armatures des poutres principales 105
Figure V.2 Disposition des armatures des poutre chinages 106
Figure V.3 Disposition des armatures des poutre secondaires.....106
Figure V.4 Définition de la zone nodaale dans les poteaux 108
Figure V.5 La section des poteaux 109
Figure V.6 coupe de ferraillage des poteaux.....112
Figure V.7 Disposition des voiles 113
Figure V.8 coupe de ferraillage des voiles…….....118

Chapitre VI: : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 Semelle isolée 121
Figure VI.2 Les bulles de pression 123
Figure VI.3 Les bulles de pression sous la semelle.....123
Figure VI.4 Semelle filantes sous voiles 125
Figure VI.5 Semelle filantes sous plusieurs poteaux.....125
Figure VI.6 Schéma présenté les semelles filantes.....126
Figure VI.7: Ferraillage de poutre de libage……134

Liste de tableau

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 Autres caractéristiques du béton……..…….....5
Tableau I.2 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……...…...5
Tableau I.3 Autres caractéristique de l'acier 7

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1 Charge permanente des murs intérieurs(simple cloison) 14
Tableau II.2 Charge permanente des murs intérieurs(double cloison) 14
Tableau II.3 Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux 15
Tableau II.4 Charge permanente du plancher courant corps creux 15
Tableau II.5 Charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines 16
Tableau II.6 Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines 16
Tableau II.7 Charges d'exploitations du chaque étages du structure.....17
Tableau II.8 Pré dimensonnement des poutres principales.....18
Tableau II.9 Détermination des chares d'exploitations 21
Tableau II.10 Les charges permanentes.....22
Tableau II.11 calcul de $\overline{Nu}$.....24
Tableau II.12 Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau 25
Tableau II.13 Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003.....26

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 Combinaison des charges de L'acrotére 31
Tableau III.2 Les efforts à l'ELU et l'ELS 31
Tableau III.3 Paramètre de calcul 32
Tableau III.4 Ferraillage de l'acrotère …….. ……33
Tableau III.5 Vérification des contraintes normales 34
Tableau III.6 Vérification des contraintes sisaillement de l'acrotère 34
Tableau III.7 Shématisation de la poutrelle avant coulage.....38
Tableau III.8 Détermination du nombre d'étaiements.....39
Tableau III.9 Actions de calcul des poutrelles après coulage.....40
Tableau III.10 Différentes sollicitations dans le poutrelle à 02 travées (ELU) 42
Tableau IIII.11 Différentes sollicitations dans le poutrelle à 02 travées (ELS) 44
Tableau III.12 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03 travées(ELU) 44
Tableau III.13 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03 travées(ELS) 46
Tableau III.14 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées(ELU) 46

Tableau III.15 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées(ELS) 48
Tableau III.16 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05 travées(ELU) 49
Tableau III.17 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05 travées(ELS) 49

Tableau III.18 Récapitulation des efforts internes 51
Tableau III.19 Calcul et vérification des armatures 51
Tableau III.20 Vérification préliminaires de la flèche des poutrelles 53
Tableau III.21 Evaluations des sollicitations 54
Tableau III.22 Les efforts internes 54
Tableau III.23 Les valeurs du travail externe 55
Tableau III.24 Les valeurs du travail interne 55
Tableau III.25 Les données 57
Tableau III.26 Calcul des sections de la dalle 57
Tableau III.27 Vérification à l'ELS 57
Tablea III.28 Vérification de la flèche 58
Tableau III.29 Evaluation des charges permanentes de la paillasse 60
Tableau II.30 Evaluation des charges permanentes du palier de ropos 60
Tableau III.31 Combinaison des charges de l'escalier 61
Tableau III.32 Les données 64
Tableau III.33 Calcul des sections d'acier de l'escalier 64
Tableau III.34 Vérification de la section d'armatures 65
Tableau III.35 Sections d'armatures de répartion dans l'escalier 65
Tableau III.36 Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU 65
Tableau III.37 Vérification du ferrallage de l'escalier à l'ELS 66
Tableau III.38 Ferraillage de la poutre palière 68
Tablea III.39 Vérification de l'effort tranchant 68
Tableau III.40 Détermination des Armatures transversales 69
Tableau III.41 Poids de la machine 71
Tableau III.42 Détermination des charges 71
Tableau III.43 Calcul des sections d'acier de la dalle 74
Tableau III.44 Vérification au cisaillement 75
Tableau III.45 Vérification à l'ELS 75

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 Centre de masse et de centre de rigidité 80
Tableau IV.2 Exentricité théorique et admissible 82
Tableau IV.3 Détermination de facteur de qualité Q 84
Tableau IV.4 Comportement modal de la structure 86
Tableau IV.5 Participation massique 87
Tableau IV.6 Les valeurs de la force sismique 88
Tableau IV.7 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 88

Tableau IV.8 Valeurs dezs moments de stabilité et de renversement 90
Tableau IV.9 Vérification déplacement en tete 91
Tableau IV.10 Vérification des déplacements inter-étage suivant X 92
Tableau IV.11 Vérificaion des déplacements inter-étage suivant Y 93
Tableau IV.12 Vérification du cisaillement des poutres 94
Tableau IV.13 Vérification de éléments suivant l'axe X 94
Tableau IV.14 Vérification de éléments suivant l'axe Y 95
Tableau IV.15 Vérification de cisaillement des voiles suivant l'axe X 96
Tableau IV.16 Vérification de cisaillement des voiles suivant l'axe Y 96
Tableau IV.17 Vérification de l'effort normal réduit suivant x 97
Tableau IV.18 Vérification de l'effort normal réduit suivant y 97
Tableau IV.19 Vérification de l'effet P-Δ suivant led deux directions (X) et (Y) 98

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1 La section calculée et choisie d'armatures des poutres 101
Tableau V.2 La section choisie d'armatures des poutres 102
Tableau V.3 Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.....102
Tableau V.4 Vérification de section d'armatures 103
Tableau V.5 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres 103
Tableau V.6 Calcul des armatures transversales et leur espacement 104
Tableau V.7 Vérification de la flèche des poutres 105
Tableau V.8 La section d'armatures des poteaux.....109
Tableau V.9 Vérification des armatures à ELS des poteaux 110
Tableau V.10 La section d'armatures transversales des poteaux 111
Tableau V.11 La section d'armatures verticales des voiles.....114
Tableau V.12 La section choisie d'armatures verticales des voiles 115
Tableau V.13 Vérification des contraintes normales des voiles 116
Tableau V.14 Vérification des contraintes de cisaillement des voiles 117
Tableau V.15 La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles 118

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 Dimensionnement des semelles isolées 122
Tableau VI.2 Vérification de chevauchement des semelles isolées 122
Tableau VI.3 Vérification de renversement des semelles isolées 124
Tableau VI.4 Vérification de poinçonnement des semelles isolées.....124
Tableau VI.5 Dimensionnement des semelles de filantes sous voile 126
Tableau VI.6 Vérification de renversement des semelles filantes sous voiles 127
Tableau VI.7 Choix de méthode de calcul.....128
Tableau VI.8 Ferraillage des semelles filantes sous voiles.....128
Tableau VI.9 Armature de répartitions des semelles filantes sous voile 129
Tableau VI.10 Dimensionnement des semelles de filantes sous voile 129

Tableau VI.11 Vérificatin de renversement des semelles filantes sous plusieurs poteaux ..130
Tableau VI.12 Vérification de poiconnement 130
Tableau VI.13 Choix de méthode de calcul.....130
Tableau VI.14 Ferraillage des semelles filantes sous plusieurs poteaux 131
Tableau VI.15 Armature de répartitions des semelles filantes sous plusieurs poteaux 131
Tableau VI.16 Pré dimensionnement des poutres de lipage.....132
Tableau VI.17 Détermination des valeurs de (F) des poutres de lipage 132
Tableau VI.18 Ferraillage longitudinal des poutres de lipage 133
Tableau VI.19 Vérification des contraintes à l'ELS.....133
Tableau VI.20 Vérification des cisaillement des poutres de lipage.....134

Notaions

- **Majuscules romaines :**

A: Section d'acier tendue.

A' : Section d'acier comprimée.

A_{max} : Section d'acier maximale.

A_{min}: Section d'acier minimale

A_t : Section d'acier transversale.

A: Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

ELU : Etat Limite Ultime.

ELS : Etat Limite de Service.

SPC : section partiellement comprimée.

SEC : section entièrement comprimée.

SET: section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_0 : moment isostatique.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'ELU.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELS

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'ELS.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T_w : Effort tranchant à gauche.

T_e : Effort tranchant à droite.

F : effort de traction.

R_a : réaction à gauche.

R_b: réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

- **Minuscules romaines :**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton(section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

a : épaisseur du voile.

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

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 »

jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep} : Espacement de répartition.

- **Majuscules grecques :**

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

- **Minuscules grecques :**

α: Coefficient fonction de l'élancement du

poteau.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

- **Autres notations :**

CV : Condition vérifiée.

CNV : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

Dur : Durable.

ACC : Accidentelle.

AN : Axe neutre.

Introduction générale

Le projet de fin d'études représente l'ultime étape de notre formation au sein de l'Université de Médéa. Il a pour objectif de mettre en œuvre les connaissances théoriques et pratiques acquises tout au long de notre parcours, à travers une application concrète dans le domaine du Génie Civil. Le sujet choisi s'avère particulièrement pertinent car il permet de combiner à la fois le dimensionnement structurel et le calcul d'exécution.

Ce document constitue une synthèse du travail réalisé, détaillant les différentes étapes d'analyse et de conception, ainsi que les références techniques et normatives utilisées tout au long de l'étude.

Le projet s'articule autour des points suivants :

1)Présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux employés.
2) Prédimensionnement des éléments porteurs.
3)Calcul des éléments secondaires : acrotères, planchers, escaliers, et dalles pleines.
4)Étude sismique réalisée à l'aide du logiciel de calcul par Robot 2015.
5)Analyse de la structure sous l'effet des différentes combinaisons d'efforts verticaux et horizontaux, avec choix et disposition du ferraillage approprié.
6)Étude de l'infrastructure : estimation des sollicitations transmises, choix du type de fondation le plus adapté, calcul et ferraillage des éléments assurant la stabilité de la superstructure.
7)Enfin, récapitulatif du travail présenté sous forme d'une conclusion générale.

CHAPITRE I :

Présentation de l’ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Le projet à réaliser est un bâtiment de forme irrégulière en béton armé composé d'un Sous-sol, un rez-de-chaussée et sept étages à usage d'habitations qui sera implanté au le Wilaya de Boumerdes (commune de Boumerdes) classé dans la zone (III) de moyenne sismicité, selon le règlement Parasismique Algérienne 99 version 2003.
Notre étude sera menée conformément aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de Béton Armé « CBA 93 » ;
- DTR.C.2.2 ;
- Règlement parasismique « RPA 99 version 2003».

I.2 caractéristiques géométriques de la structure

I.2.1 Dimensions en plan du bâtiment

- Longueur totale du bâtiment en plan : L=29,70m.
- Largeur totale du bâtiment en plan : L =18,70m.

I.2.2 Dimensions en élévation du bâtiment

- Hauteur de Sous-sol h_s =3,06m
- Hauteur de RDC h_r= 3.06m
- Hauteur de l'étage courant h = 3.06m
- Hauteur totale du bâtiment h_t =27,54m

I.3. Conception parasismique

I.3.1. Classification de la zone

Le bâtiment sera implanté dans une zone de sismicité élevée (zone III).

I.3.2. Classification du sol

Selon le rapport du sol, le site est considéré comme un site rocheux (catégorie S1).

I.3.3. Classification de l'ouvrage

I.3.3.1. Selon leur importance

Le bâtiment appartient au (groupe 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne), car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m.

I.3.3.2. Selon leur configuration

I.3.3.2.1. Régularité en plan

Le bâtiment est symétrique dans les deux directions (régulier en plan).

I.3.3.2.2. Régularité en élévation

Le bâtiment n'a pas un décrochement en élévation (régulier en élévation).

I.3.3.3. Classification du système de contreventement

La structure dépasse les (8 mètres) en hauteur et sera implantée en (zone III). Donc on a un système de portiques contreventés par des voiles.

I.4.Eléments de l'ouvrage

I.4.1. Planchers

Le rôle des planchers est de supporter les charges verticales et les transmettre aux poutres qui à leur tour va les transmettre aux éléments verticaux de la structure. Nous avons utilisé deux types de planchers :

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

I.4.2. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses :

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (2) cloisons de 10 cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : ce sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.4.3. Revêtements

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2 cm pour les halls et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieurs.

I.4.4. L'acrotère

Au niveau de la terrasse (inaccessible), la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.4.5. Escaliers

Ce sont des éléments secondaires dans la structure qui servent à faciliter le déplacement vertical entre les étages.

Pour notre cas, on a 01 type d'escalier :

- Escalier droit à deux volées.

I.4.6. Infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol et pour pouvoir supporter les charges provenant de la super structure.

I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux prescriptions des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.5.1. Béton

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42.5 de 350kg/m 3 ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale au minimum fc28=25MPa.

Tableau I.1. Autres caractéristiques du béton.

Résistance à la traction « f_{t28} »		**2,1 MPa**
Module d'élasticité « E »	Instantanée	32164,2 MPa
	Différée	10818,86 MPa
Coefficient de poisson « ϑ »	Sollicitations	0
	Déformations	0,2
Contrainte de cisaillement « τ_u »	Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable	2,5 MPa
	Fissuration peu nuisible	3,33 MPa
Contrainte en compression « σ_{bc} »	Situation durable	14,20 MPa
	Situation accidentelle	18,50 MPa

I.5.2. Acier

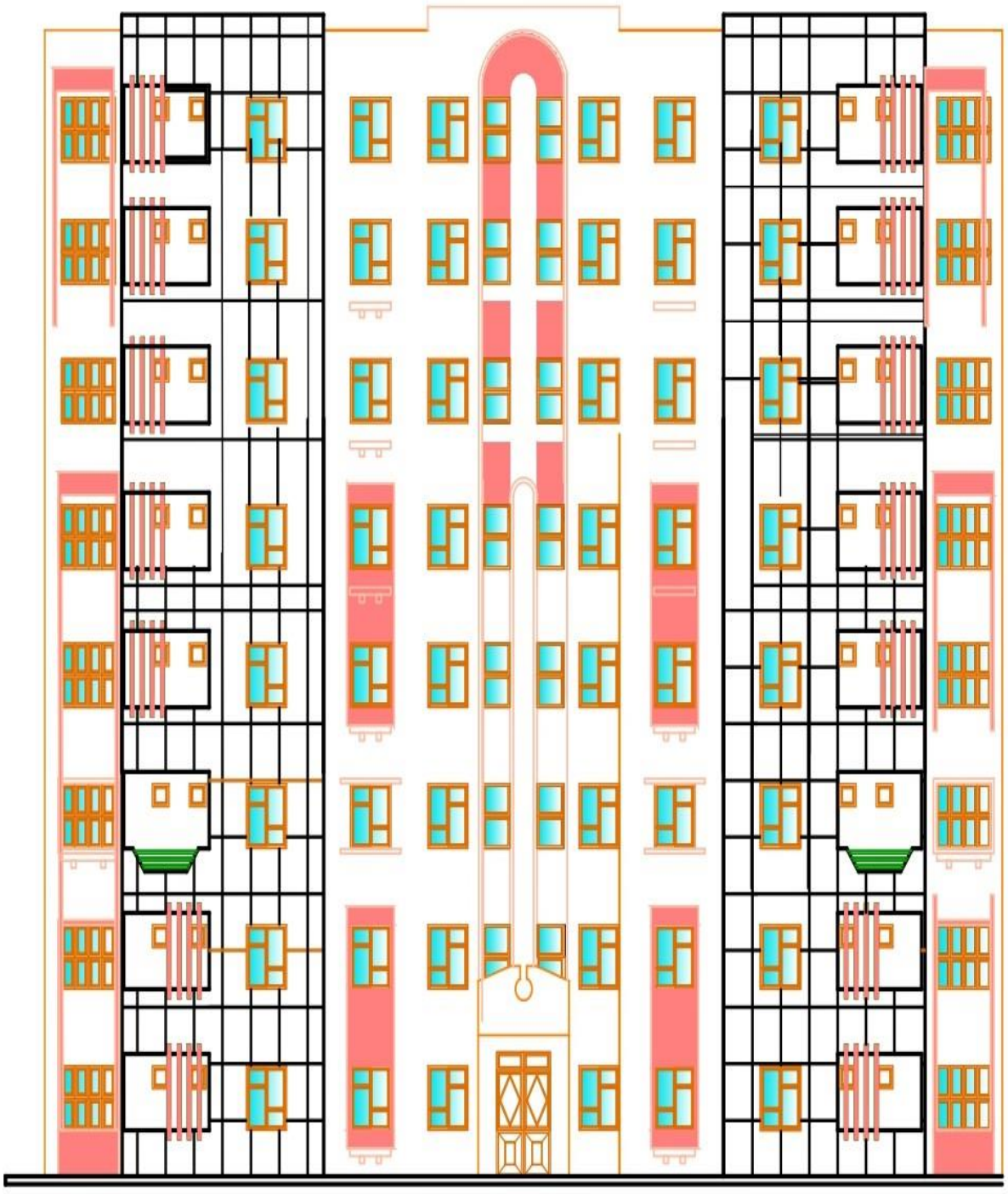
L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Tableau I.2. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

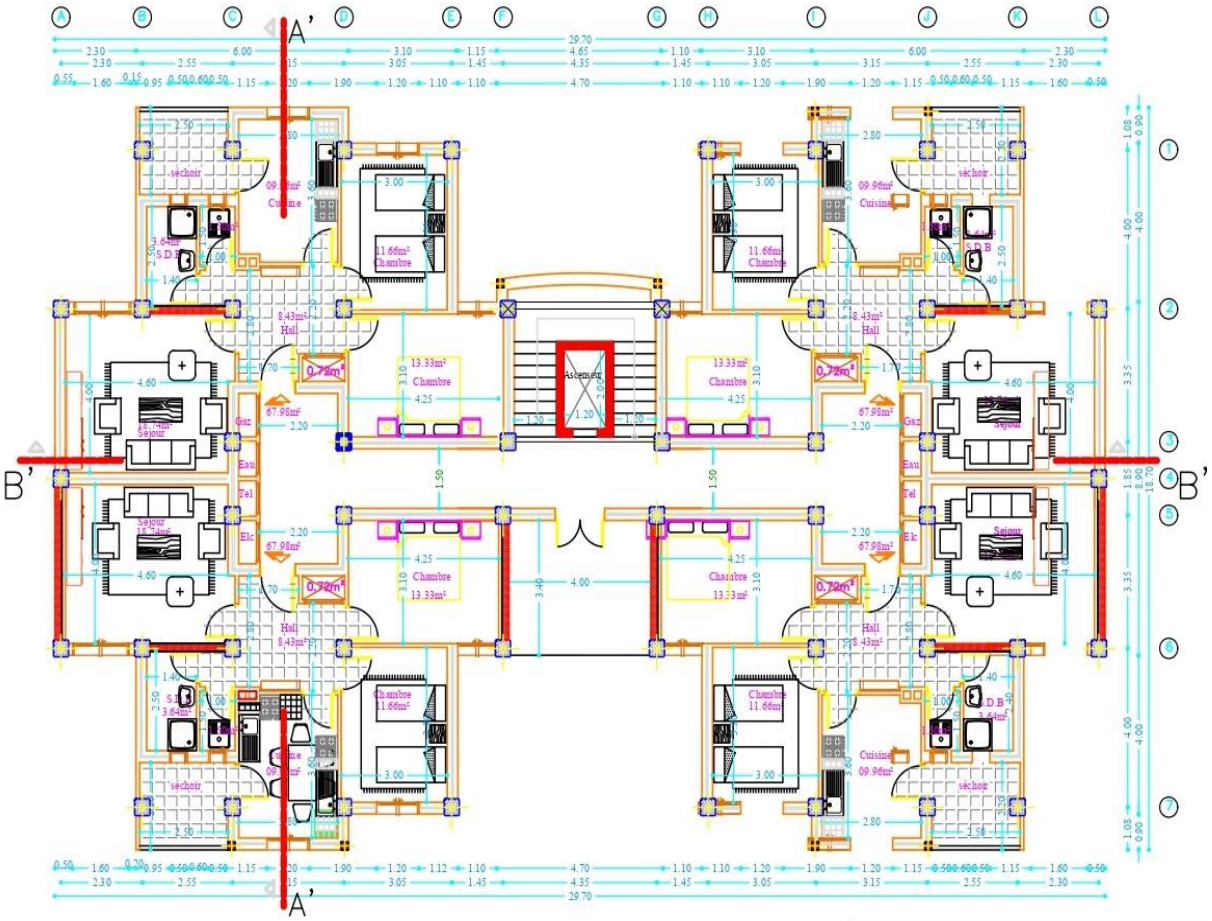
Nature	**Utilisation**	**Nuance**	**Fe (MPa)**
Rond lisse	Cadre, étiers des poteaux et des poutres	FeE235	235
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	400
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	520

Tableau I.3. Autres caractéristiques de l'acier.

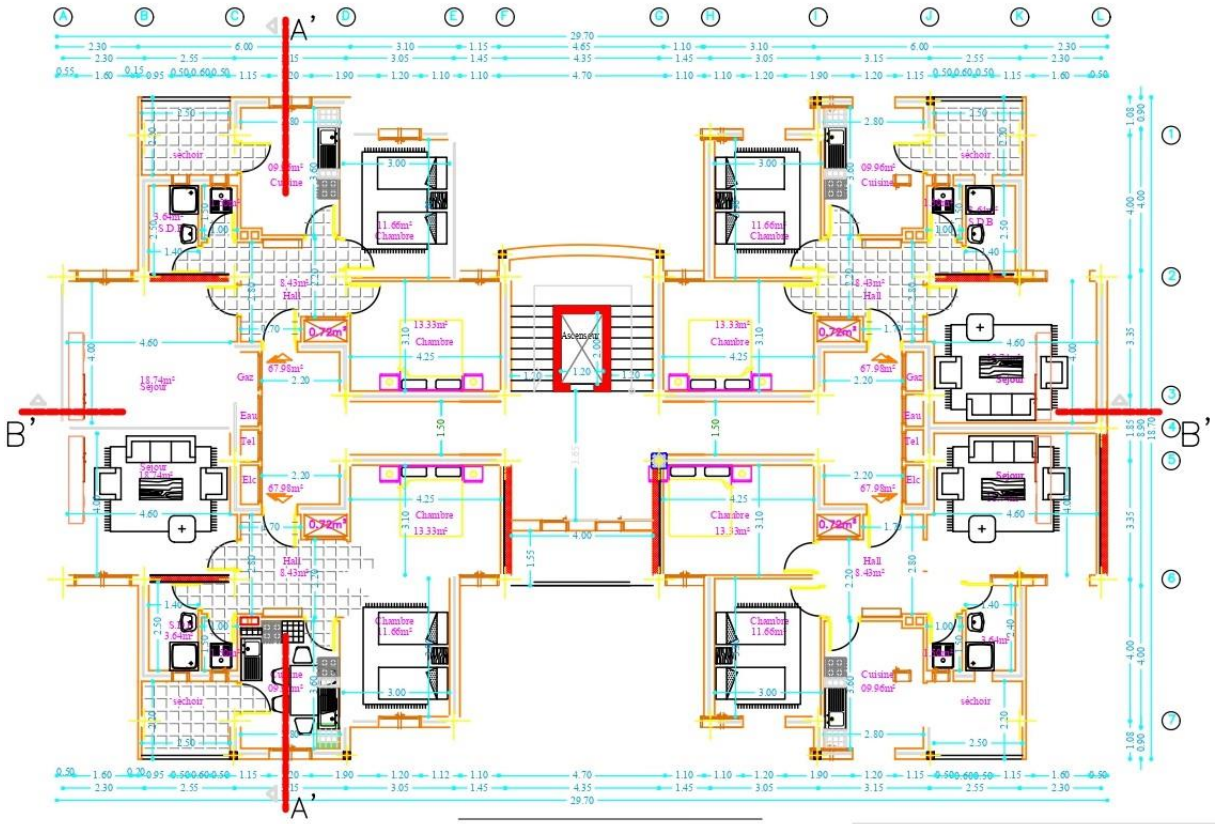
Module d'élasticité longitudinale « Es »				**200000MPa**
Contraintes limites (σ_s)	**ELU**	Situation durable		348MPa
		Situation accidentelle		400MPa
	ELS	Fissuration Préjudiciable	Armatures à haute adhérence	201,63MPa
			Rond lisse	159,40MPa
		Fissuration très préjudiciable	Armatures à haute adhérence	165MPa
			Rond lisse	130,42MPa
		Fissuration peu nuisible		Aucune vérification à faire



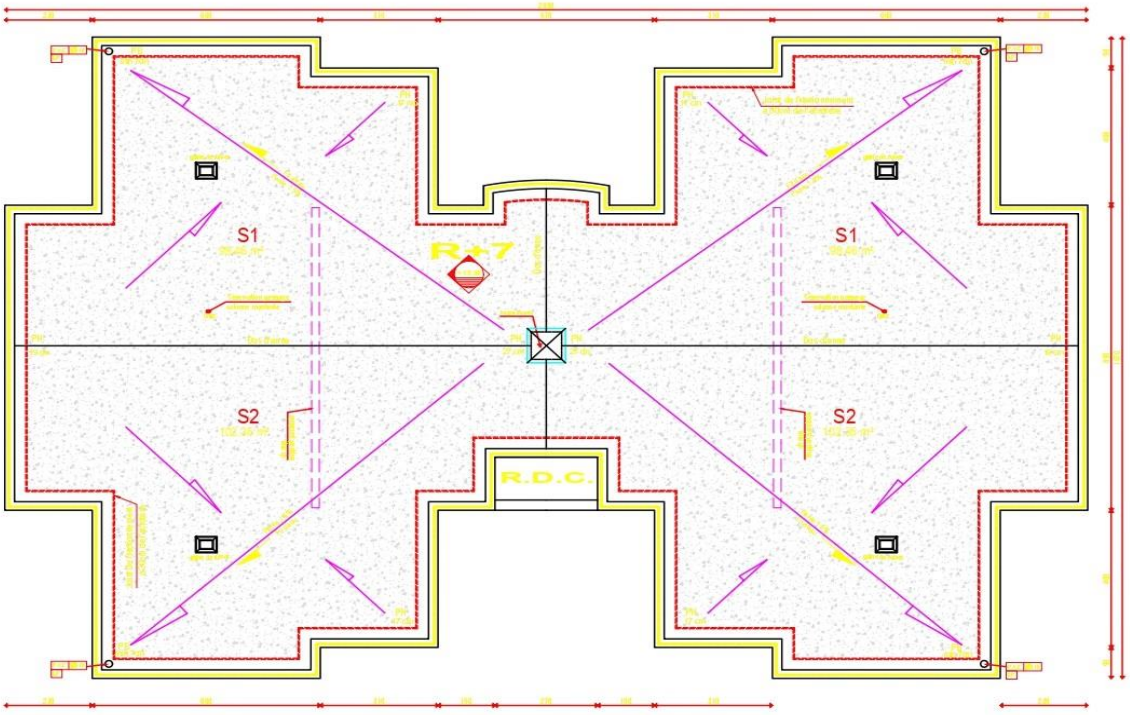
FAÇADE PRINCIPALE



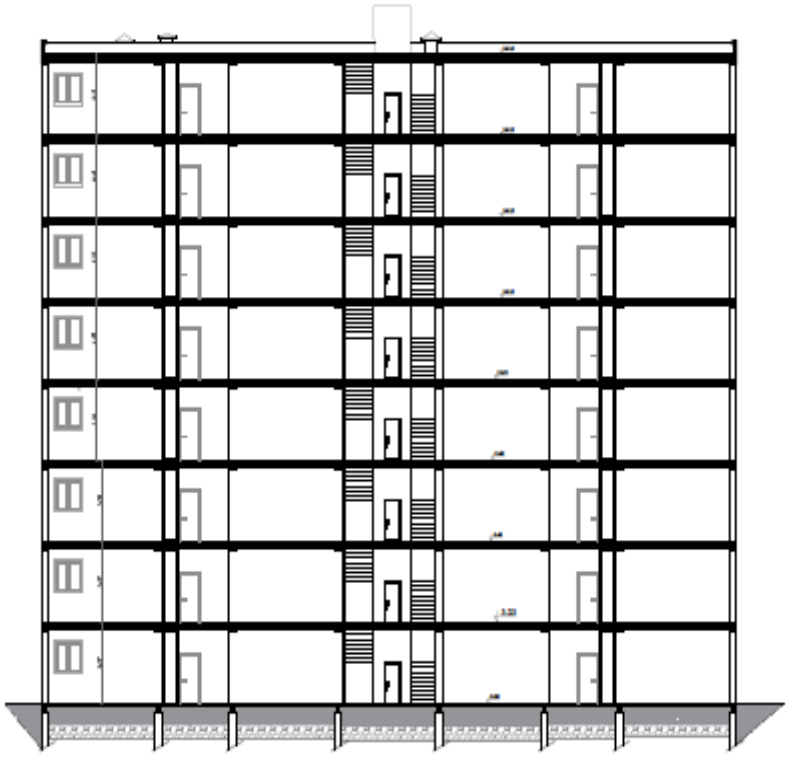
PLAN R-D-C



PLAN ETAGE COURANT



PLAN TERASSE



COUPE B-B ECH :1/100 e

CHAPITRE II :

Prédimensionnement des éléments structuraux

II.1 Introduction

Le but du prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure, ces dimensions sont choisies selon les règles du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après la vérification dans la phase de calcul.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment à savoir :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voile.

II.2. Prédimensionnement des planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux séparant les étages d'un bâtiment, ils ont pour rôle de :

- Supporter les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventement (Diaphragme rigide).
- Remplier la condition d'isolation acoustique el la sécurité.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

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

II.2.1 Plancher à corps creux

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé). [CBA 93 ART B.6.8.4.2.4]

La hauteur des poutrelles est déterminée par les deux formules empiriques suivantes :

$$\frac{\text{Lmax}}{25} < ht \leq \frac{\text{Lmax}}{20}$$

$$ht \leq \frac{\text{Lmax}}{22.5}$$

($h_t = d+e$) [CBA 93 ART B.6.8.4.2.4]

Avec :

- Lmax : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nu des appuis.
- d : hauteur du corps ceux.
- e : la hauteur de la dalle de compression

Donc, On a : Lmax= 400 cm :
400/25=16 cm ≤ ht ≤ 400/20=20 cm
ht ≥ 400 /22.5 = 17,77 cm

On adopte ; ht = 20 cm
ht = (d+e) ht = (16+4) avec : d =16cm et e = 4cm
Avec d : l'épaisseur du corps creux ; e : l'épaisseur de la dalle de compression

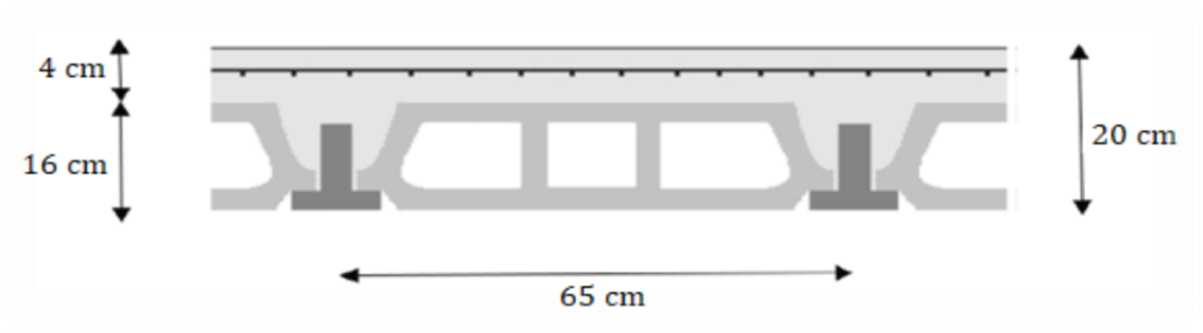


Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux.

II.2.2. Dalle pleine

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

II.2.2.a. Critère de résistance

Dalle reposant sur 3ou 4 appuis $\frac{Lx}{35} \leq ep \leq \frac{Lx}{30}$

Avec : - ep : épaisseur de la dalle
- Lx : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

- Pour le cas de notre structure, on a : Lx = 255cm

$\frac{255}{35} \leq ep \leq \frac{255}{30}$ $\quad 7{,}29\ cm \leq ep \leq 8{,}5\ cm$

II.2.2.b. Sécurité contre l'incendie

ep= 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

Condition d'isolation acoustique ep =15 cm.

Donc : Pour la dalle pleine on adoptera : **ep=15cm**

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

II.3.1. Charges permanentes

II.3.1.1. Maçonnerie

II.3.1.1.1. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison).

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	90	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
	TOTAL			**1,62**

II.3.1.1.2. Murs extérieurs (double cloison)

Tableau II.2. Charge permanente des murs extérieurs (double cloison).

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	90	0,90
3	L'âme d'air	0,05	-	-
4	Brique creuse	0,10	90	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
	TOTAL			**2,52**

II.3.1.2. Plancher à corps creux

II.3.1.2.1. Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (40mm)	0,04	18	0,72
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,2
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (16+4)	0,16+0,04	-	2,8
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				**6,32**

II.3.1.2.2. Plancher courant

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant corps creux.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage + mortier de pose	0,045	-	0,5
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Plancher (16+4)	0,16+0,04	-	2,80
4	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
5	Cloison légères	0,14	-	1,62
TOTAL				**5,66**

II.3.1.3. Plancher à dalles pleines

II.3.1.3.1 Plancher Terrasse inaccessible

Tableau II.5. Charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (40mm)	0,04	18	0,72
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,18	22	3,96
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (dalle pleine)	0,15	25	3.75
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
TOTAL				**9,03**

II.3.1.3.2. Planchers étages courants

Tableau II.6. Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage + mortier de pose	0,045	-	0,50
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Plancher (dalle pleine)	0.15	25	3.75
4	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
5	Murs simples cloison	0,14	-	1,62
TOTAL				**6,61**

II.3.2. Charges d'exploitation

Tableau II.7. Charges d'exploitations du chaque étages du structure.

Niveau	**Usage**	**Q (kN/m^2)**
Terrasse	Inaccessible	**1**
(SS, RDC, 1er, 2éme, 3éme, 4éme, 5éme, 6éme et 7éme) Etages	Habitation	**1,5**

II.4 Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles article (CBA 93).

[Art 7.5.1]

Règle de CBA 93 : $\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3\,h \leq b \leq 0.7\,h \end{cases}$

Avec : L_{max} : longueur de la poutre ayant la plus grande portée.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre

Tableau II.8. Pré dimensionnement des poutres principales.

	Poutre principale(x)	**Poutre secondaire *(Y)***
Règles de CBA 93 **L_{max}/ 15 ≤ h ≤ L_{max} / 10** **0.3 h ≤ b ≤ 0.7 h**	L_{max} = 435cm 29cmO ≤ h ≤ 43,5cm On adopte : **h =40cm** 12cm ≤ b ≤ 28cm on adopte : **b = 30cm**	L_{max} = 400cm 26,66cm ≤ h ≤ 40cm On adopte : **h = 30cm** 9cm ≤ b ≤ 21cm on adopte : **b = 30cm**
Vérification selon le RPA(V2003) **h ≥ 30cm** **b ≥ 20cm** $\frac{h}{b} \leq 4$	**h=40cm** ≥30cm **b=25cm** ≥ 20cm $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1{,}33 \leq 4$	**h=30cm** ≥30cm **b=30cm** ≥ 20cm $\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$
	Conditions vérifiées	**Conditions vérifiées**
Condition de rigidité $(\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16})$	h/L_{max} = 0.092 1/16 = 0.0625 $h/L_{max} \geq 1/16$	h/L_{max} = 0.075 1/16 = 0.0625 $h/L_{max} \geq 1/16$
	Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

On prend :

-Les poutres principales : **b=30cm, h=40cm**

-Les poutres secondaires : **b=30cm, h=30cm**

II.5 Prédimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées, donc dans notre cas cette charge devienne (Nu*=1,1Nu).

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement

- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA99 version 2003. **[Art 7.4.1]**(1)

Selon le CBA93 (B.8.4.1), on doit effectuer la vérification suivante : **N u ≤ N adm**

Avec :

- ✓ **A** : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul => A=B/1000.
- ✓ **Br** : section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie. **« Br = (b-2cm)*(h-2cm) ».**
- ✓ **α** : Coefficient fonction de l'élancement mécanique.

$\alpha = 0.85 / 1 + 0.2 (\lambda / 35)2$ pour $\lambda \leq 50$

$\alpha = 0.6 (50/ \lambda)2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

- ✓ $\lambda = Lf / i$ et $i= b/\sqrt{12}$ pour la section rectangulaire .

Où :

i : Rayon de giration.

λ : L'élancement géométrique.

Lf : Longueur de flambement.

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité

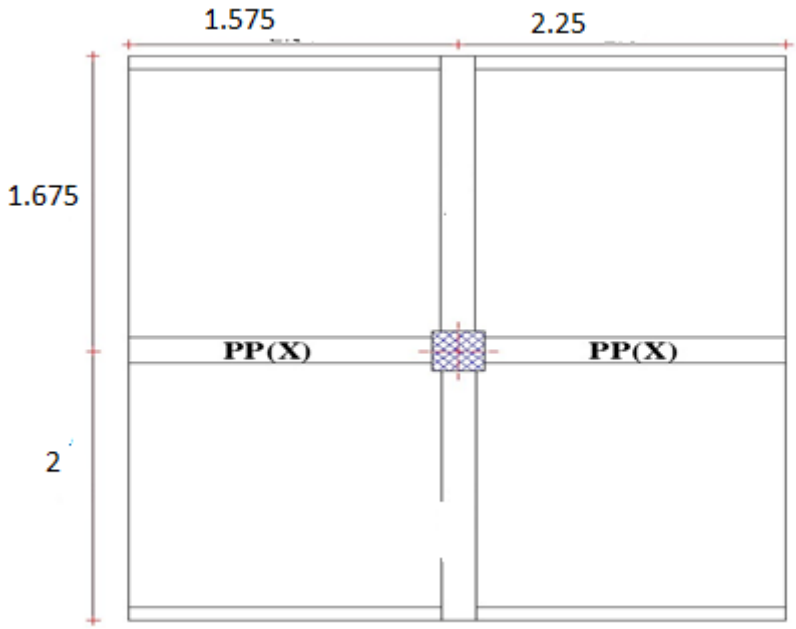


Figure II.2. Le poteau le plus sollicité (D - 3).

II.5.2.1 La surface reprise par le poteau

♦ La surface du plancher supporter par le poteau :

St = (1,575+2,25) * (2+1,675) = 14,056875 m²
St =14,06 m².

♦ La surface complète : Sp

Sp= (3,825-0,35)* (3,675-0,35) =11,554375 m²
Sp =11,55 m^2.

II.5.3. Descente des charges : « DTR B.C 2.2. Art 6.3»

II.5.3.a Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q

$$Q0+ 3+n2n\ (Q1+Q2+\ldots\ldots\ldots\ldots+Qn)$$

- ✓ 7^{eme} : Q0
- ✓ $6^{éme}$: Q_0+Q_1
- ✓ $5^{éme}$: Q0+0.95*(Q1 + Q2)
- ✓ $4^{éme}$: Q0+0.90*(Q1 + Q2+ Q3)
- ✓ $3^{éme}$: Q0+0.85*(Q1 + Q2+ Q3+ Q4)
- ✓ $2^{éme}$: Q0+0.80*(Q1 + Q2+ Q3+ Q4+ Q5)
- ✓ $1^{éme}$: Q0+0.75*(Q1 + Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6)
- ✓ RDC : Q0+0.714*(Q1 + Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6+ Q7)
- ✓ S-S: Q0+0.688*(Q1 + Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6+ Q7+Q8)

$$Q = S_{\text{totale}}.\ Qi$$

Avec :

• n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').

• $Q0$: La charge d'exploitation sur la terrasse.

• $Q1$,$Q2$,…, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise 3+$n2n$ à partir du huitième

Tableau II.9: Détermination des charges d'exploitations

	G (kN/m²)	Q (kN)		$3+\frac{n}{2n}$	Qcum (kN)
7^{eme} étage	1	Q_0	14,06		**14,06**
6^{eme} étage	1,5	Q_1	21,09	1	**35,15**
5^{eme} étage	1.5	Q_2	21,09	0.95	**54,131**
4^{eme} étage	1.5	Q_3	21,09	0.9	**71,003**
3^{eme} étage	1.5	Q_4	21,09	0.85	**85,766**
2^{eme} étage	1,5	Q_5	21,09	0,8	**98,42**
$1^{ér}$ étage	1,5	Q_6	21,09	0,75	**108,965**
RDC	1,5	Q_7	21,09	0,714	**119,467**
Sous-sol	1,5	Q_8	21,09	0,688	**130,139**

II.5.3.b. Charges permanentes

- G plancher =poids de plancher *S plancher.
- G (poutre principale ou poutre secondaire) = b*h*L* poids volumique du béton armé
- G poteau= b*h *he*poids volumique du béton armé.

Avec: le poids volumique du béton = 25 kN/m^3

Tableau II.10. Les charges permanentes.

Etages	h(m)	G plancher	G pp	G ps	G poteau	G cumulé
7éme	3.06	93.324	10,425	7.48	9.371	120.6
5éme, 4éme et 6éme	3.06	65.373	10,425	7.48	12.24	95.518
1ér , 2éme et 3éme	3.06	65.373	10,425	7.48	15.49	98.768
Sous-sol et RDC,	3.06	65.373	10.425	7.48	19.125	102.403

II.5.4 Effort normal ultime de résistance

Selon le CBA93 **[Art B.8.4.1]** on doit effectuer la vérification suivante : **Nu ≤ Nadm**
Nu ≤ (**Br** .f**c28** 0.9 .**γb** + **A**.f**e γs**). **α**

- **A** : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul => A=B/1000.
- **Br** : section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie. **« Br = (b-2cm) *(h-2cm) ».**
- **γb=1.5 et γs =1.15** coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
- fc**28** = **25 MPA et *F*e= 400 MPa** résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- **α** : Coefficient fonction de l'élancement mécanique

$\alpha = 0.85 /(1 + 0.2 (\lambda / 35)^2)$ pour $\lambda \leq 50$

$\alpha = 0.6 (50/ \lambda)^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

$\lambda = Lf / i$ et $i = b/\sqrt{12}$ pour la section rectangulaire.

Où : i : Rayon de giration.
λ : L'élancement géométrique Lf : Longueur de flambement

Effort normal de résistance :

$$Nu = 1,35G + 1,5Q$$
$$\underline{\underline{Nu}} = Nu + 10\%Nu = 1,1Nu$$

II.5.5 Calcul de la longueur de flambement L_f

Le règlement CBA93 défini la longueur de flambement L_f comme suit :

- ✓ $0.7*L_0$: si le poteau est à ses extrémités
- ✓ Soit encastré dans un massif de fondation
- ✓ Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part
- ➢ L_0: dans les autres cas.
- ➢ Dans ce projet on a : $Lf = 0.7 * L_0$.

II.5.6 Calcul de l'effort N adm

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprisent par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, On adopte :

Tableau II.11: calcul de $\bar{N}u$

Etages	Dimension (cm^2)	Br (mm^2)	L_0 (m)	L (m)	i (m)	λ	α	A (mm^2)	$\bar{N}$ (kN)
7éme	35*35	108900	3.06	2.142	0.101	21.20	0.791	122.5	1628.887
6éme	40*40	144400	3.06	2.142	0.115	18.62	0.804	160	2194.700
5éme	40*40	144400	3.06	2.142	0.115	18.62	0.804	160	2194.700
4éme	40*40	144400	3.06	2.142	0.115	18.62	0.804	160	2194.700
3éme	45*45	184900	3.06	2.142	0.129	16.60	0.813	202.2	2840.951
2éme	45*45	184900	3.06	2.142	0.129	16.60	0.813	202.2	2840.951
1ér	45*45	184900	3.06	2.142	0.129	16.60	0.813	202.2	2841.951
Sous-sol	50*50	230400	3.06	2.142	0.144	14.87	0.820	250	3569.971
RDC	50*50	230400	3.06	2.142	0.144	14.87	0.820	250	3569.971

II.5.7. Vérification de l'effort normale ultime

L'effort normal (N_{ultime}) doit être majoré de (10٪) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Tableau II.12.Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau.

Etages	G (kN)	Q (kN)	N_{ultime}	$1.1N_{ultime}$	$\bar{N}_U$ (kN)	$1,1N_{ultime} \leq \bar{N}_U$
7éme	120.6	14.06	183.9	202.29	1628.887	**Condition vérifiée**
6éme	95.518	35.15	181.674	199.8414	2194.700	**Condition vérifiée**
5éme	95.518	54.131	210.146	231.1606	2194.700	**Condition vérifiée**
4éme	95.518	71.003	235.454	258.9994	2194.700	**Condition vérifiée**
3éme	98.768	85.766	261.986	288.1846	2840.951	**Condition vérifiée**
2éme	98.768	98.42	280.967	309.0637	2840.951	**Condition vérifiée**
1ér	98.768	108.965	296.784	326.4624	2840.951	**Condition vérifiée**
RDC	102.403	119.467	317.445	349.1895	3569.971	**Condition vérifiée**
Sous-sol	102.403	130.139	333.453	366.7983	3569.971	**Condition vérifiée**

II.5.8. Vérification selon le RPA99 version 2003 Article 7.5.1

D'après « **RPA99version2003 Art 7.5.1»,** les clauses suivantes doivent être vérifiées :

On doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Min (b1, h1) ≥ 30 cm. En zone III
- ✓ Min (b1, h1) ≥ he / 20
- ✓ 1/4 < b1 / h1 < 4

Tableau II.13.Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003.

Etages	Application des conditions	Vérification
7éme	Min (35,35) = 35cm ≥ 30cm Min (35,35) = 35cm $\geq \frac{306}{20} = 15.3$ $\frac{1}{4} < \frac{35}{35} < 4$	**Vérifiée**
4éme, 5éme et 6éme	Min (40,40) = 40cm ≥ 30cm Min (40,40) = 40cm $\geq \frac{306}{20} = 15.3$ $\frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4$	**Vérifiée**
1éme, 2éme et 3éme	Min (45,45) = 45cm ≥ 30cm Min (45,45) = 45cm $\geq \frac{306}{20} = 15.3$ $\frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4$	**Vérifiée**
RDC et Sous-sol	Min (50,50) = 50cm ≥ 30cm Min (50,50) = 50cm $\geq \frac{306}{20} = 15.3$ $\frac{1}{4} < \frac{50}{50} < 4$	**Vérifiée**

II.6 Pré dimensionnement des voiles : [Art 7.7.1]

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. On appelle voile Voile lorsque la condition suivante est satisfaisante L > 4a dans le Règlement RPA99version2003 [1] « Art 7.7.1 »,

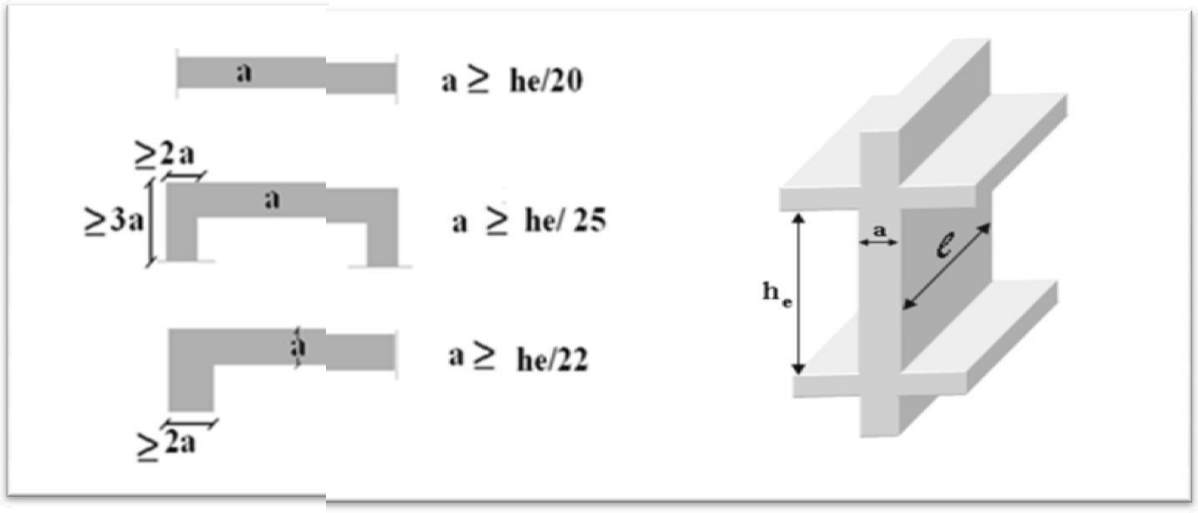


Figure II.3.Règle de pré dimensionnement des voiles

- L : porté du voile.
- a : épaisseur du voile.

❖ Voiles de contreventement

Pour tous les étages : $h_e = h_{étage}$ - hps = 3.06 - 0.30 = 2.76 m = 276 cm

$a \geq \text{Max}\ \{15\ cm; \frac{he}{25}; \frac{he}{22}; \frac{he}{20}\}$

a ≥ Max {15 cm; 11.04 cm; 12.54 cm; 13.8 cm} ; a ≥ 15 cm

On adopet : a =15 cm.

II.7. Les longrines

Notre site est de (catégorie S1) → (30×30) cm.

II.8. Conclusion

Dans ce chapitre et après tous les calculs et leurs vérifications selon les règlements, on conclut que le pré dimensionnement des éléments résistants sont :

- ✓ Le plancher : (16+4) cm.
- ✓ Dalle pleine : 15cm.
- ✓ Les poutres principales : (30x40) cm.

✓ Les poutres secondaires : (30x30) cm

✓ Les poteaux :

(35x35) : $7^{éme}$ étage.

(40x40) : $4^{éme}$, $5^{éme}$ et $6^{éme}$ étages.

(45x45) : $1^{ér}$, $2^{éme}$ et $3^{éme}$ étages.

(50x50) : RDC et Sous-sol étages.

✓ Les voiles : 15cm

✓ Les longrines : (30x30) cm.

CHAPITRE III :

Calcul les éléments secondaires

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement de la structure. Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme celles dont l'étude est indépendante de l'action sismique mais dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. L'Acrotère

III.2.1. Introduction

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a pour rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivant la ligne conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

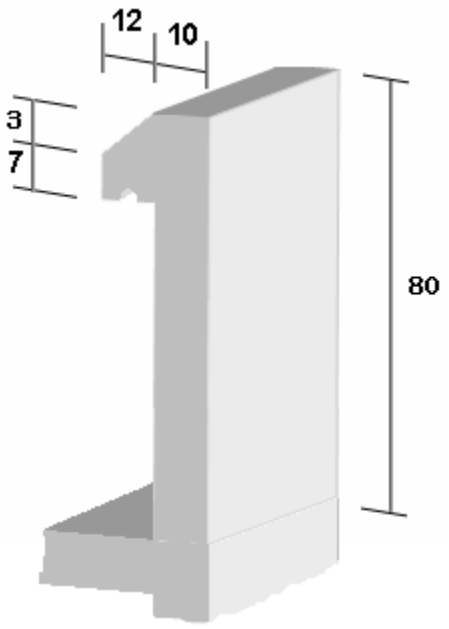


Figure III.1. L'acrotère.

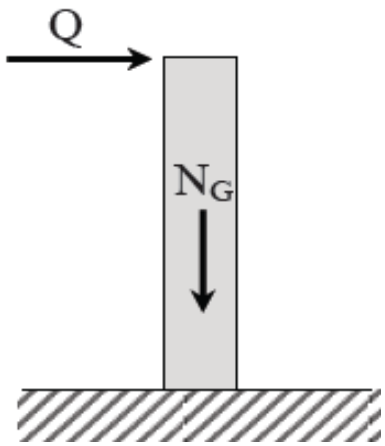


Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère

III.2.2. Principe de calcul

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10cm d'épaisseur, et 80cm de hauteur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries

III.2.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation

Tableau.III.1. Combinaison des charges de L'acrotère.

Poids propre G (kN)
G= [(0.8x 0.1) + (0.12 x 0.07) + ((0.12 x 0.07)/2)] x25= **2.315 kN**
Surcharge d'exploitation Q (kN)
Q =1x1ml=**1kN**

Tableau III.2. Les efforts à l'ELU et l'ELS.

	L'E.L.U	**L'E.L.S**
Moment d'encastrement M_u **(kN.m)**	M_U = 1,5×Q×h = 1,5×1×0,8 **M_U = 1.2**	**Mser**= Q×h =1×0,8 **Mser =0.8**
L'effort normal N_u **(kN)**	N_u =1,35×G = 1,35×2.315 **N_u =3.125**	**Nser=**G=N **Nser= 2.135**
L'effort tranchant T_u **(kN)**	T_u=1,5Q = 1,5×1 **T_u = 1.5**	

III.2.4. Calcul de ferraillage à l'ELU

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à **la flexion composée** et en situation durable.

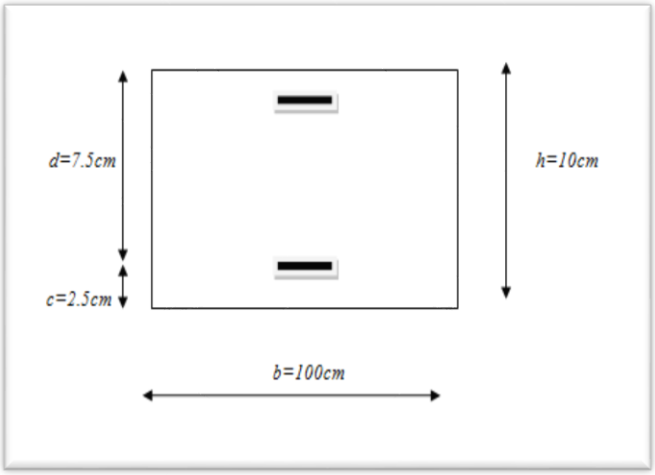


Figure III.3. Les dimensions de l'acrotère.

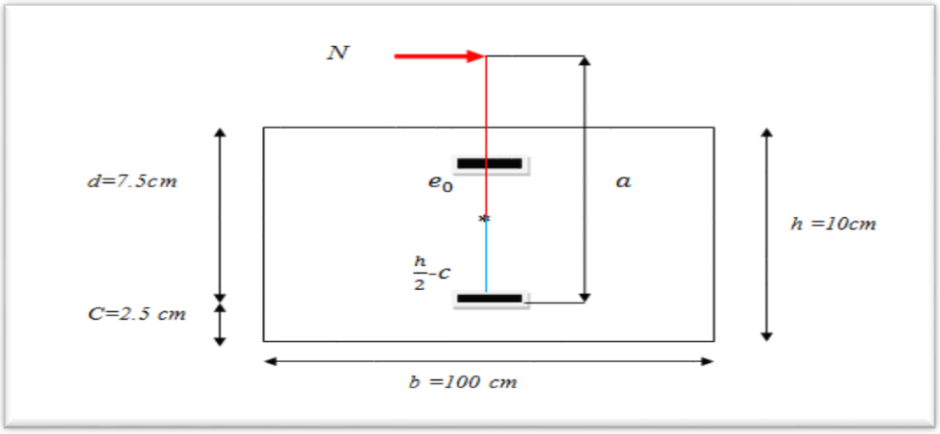


Figure III.4. Section de Béton Armé à ELU.

Tableau III.3. Paramètre de calcul.

b=100cm	h=10cm	$c_1=c_{2=}$ 2.5cm	f_{c28}=25MPa	Fe=400MPa
σ_b=14.2MPa	σ_s = 348MPa	μ_l = 0.392	L_0=h=0.1m	$L_f=2L_0$=1.2m

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e0 = \frac{MU}{Nu} = \frac{1.2\times10^2}{3.125} = 38.4\ cm$$

$$e0 = 38.4\ > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5\ cm$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures

Alors on a une section partiellement comprimée.

- **Calcul du moment de flexion**

Le moment fictief :

$$e = \text{e0} + \left(\frac{h}{2} - C\right) = 38.4 + \left(\frac{10}{2} - 2.5\right) = 40.9\ cm$$

$e = 0.409$ m

M_1 = Nu × e = 3.125× 0.409= 1.28 KN. m

Tableau III.4. Ferraillage de l'acrotère.

M_u (kN.m)	N_u (kN)	e_0 (cm)	section	μ	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisis (cm^2)	A rép choisis (cm^2)
1.2	3.125	38.4	SPC	0.016	0.49	1	4HA8=2.01	2HA8 =1.00

- **Espacement :**

S_t = 15 cm ≤ S_{min} = min [3h = 30 cm; 33 cm] = 30 cm.

$S_{rép}$ = 15 cm ≤ S_{min} = min [4h = 40 cm ; 40 cm] = 40 cm.

III.2.5. Vérification à l'ELS

- $\overline{\sigma b}$ = 0, 6 fc28 = 15 MPa
- $\overline{\sigma s}$ = Min [23 fe = 266.66MPa , 110√η. ftj = 201.63MPa]=201.63MPa

À l'ELS :

- **Calcul de l'excentricité**

$e0 = \text{GC} = \frac{Mser}{\text{Nser}} = \frac{0.8\times10^2}{2.135} = 37.47\ cm.$

$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5\ cm\ < e0 = 37.47\ cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, et on a effort normal **N** de compression.

III.2.5 Vérification des contraintes normales à L'ELS

Type de fissuration : préjudiciable

Tableau III.5: Vérification des contraintes normales

M_s (kN.m)	N_s (kN)	e0 (cm)	section	A (cm^2)	Y (cm)	σb (MPa)	σs (MPa)	$\sigma b < \overline{\sigma b}$ (MPa)	$\sigma s < \overline{\sigma s}$ (MPa)
0.8	2.135	37.47	SPC	2.01	2.1	0.164	53.5	**Vérifiée**	**Vérifiée**

III.2.6 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

Type de fissuration : préjudiciable

Tableau III.6: Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère.

T (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}$(MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau}$
-16,28	0,022	2,5	**Condition vérifiée**

- Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

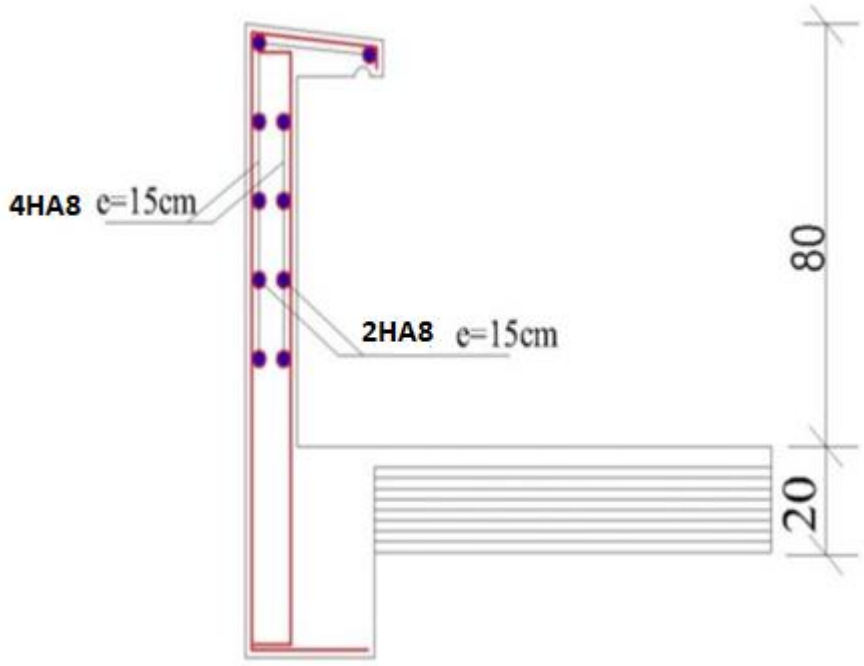


Figure III.5: Ferraillage de l'acrotère.

III.2.7Vérification de l'effort tranchant

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à

$F = \mathrm{Tu} - \frac{\mathrm{Mu}}{0.9\times \mathrm{d}} = 1{,}5 - \frac{1.2}{0.9\times 0.075} = -16.28 < 0$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction,

Donc pas de vérification à faire.

III.2.8. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

On doit vérifier que: $\boldsymbol{\tau u} \leq \overline{\boldsymbol{\tau}}$ telles que**:**

$$\boldsymbol{\tau u} = \frac{\mathrm{Vu}}{\mathrm{b.d}} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02\ MPa$$

Et : $\overline{\boldsymbol{\tau}} = \mathrm{Min}\left[0.25\frac{fc28}{\gamma b}\ ; 4\ MPa\right] = 2{,}5$ MPa (fissuration préjudiciable).

D'où alors: $\boldsymbol{\tau u}$ = 0.02 MPa ≤ $\overline{\boldsymbol{\tau u}}$= 2.5MPa …….…….. CV

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.9. Vérification de l'acrotère au séisme

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces,

Suivant la formule **= 4.A.C_p.W_p.** **[Art.6.2.3]** (1)

Avec :

A**:** coefficient d'accélération;

A = 0.25 : Modificatifs et compléments aux RPA99.

C_p: facteur de force horizontal; C_p = 0.8 [RPA 99 page 43 t6.1]

W_p: poids propre de l'élément **:** W_p= 1.755 KN.

D'où alors : F_p = 4 x 0.25 x 0.8 x 1.755

F_p =1.404KN < Q = 1.5kN…… CV

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

III.3. Calcul des planchers

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.3.1. La dalle de compression

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limite le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm;
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33cm;
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par la

Relation suivante :

$$At \geq 0.02L\frac{200}{\text{fe}} = \frac{4L}{fe} = 0.5 \qquad \text{si :} \quad 50\text{ cm} \leq L \leq 80\text{ cm}$$

$$At \geq \frac{200}{\text{fe}} \qquad \text{si :} \quad L \geq 50\text{ cm}$$

Avec :

- L : Espacement entre axes des nervures (65cm dans notre ouvrage).
- *f*e : Nuance de l'acier FeE520 (*f*e=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20cm.

- A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a : L =60 cm $\qquad At \geq 0.02L\frac{200}{\text{fe}} = \frac{4L}{fe} = 0.5$

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par la relation suivant :

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2$$

On choisira : les armatures de 5Ø5 avec un espacement de 20cm.

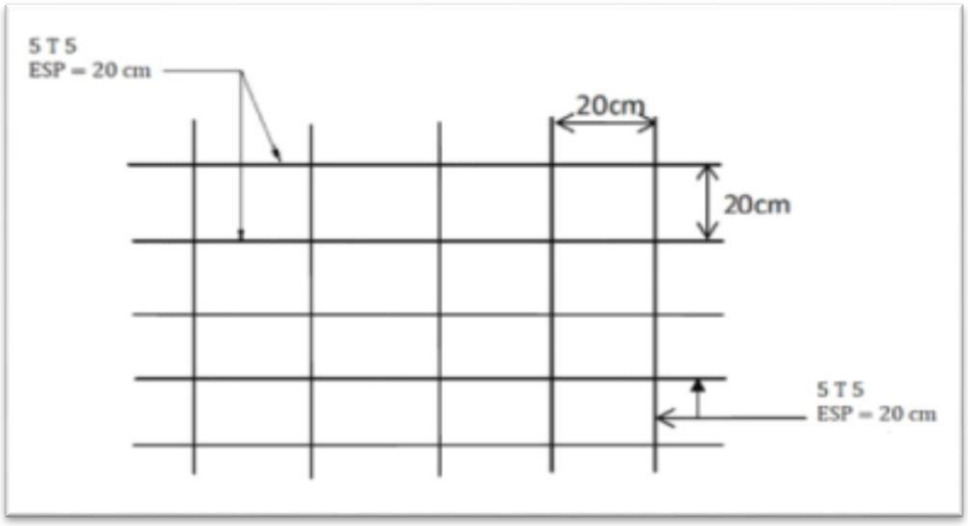


Figure III.6. Disposition des armatures de la table de compression.

III.4. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, elle sont soumises aux charges (G,Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S=60*L, on dispose les poutrelle dans les sens de la petite portée , le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.4.1. Avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes :

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier. **« CBA ARTB.6.8.4.1.2 ».**
- Q= max [1 KN ; 0,5L = 2] = 2 KN

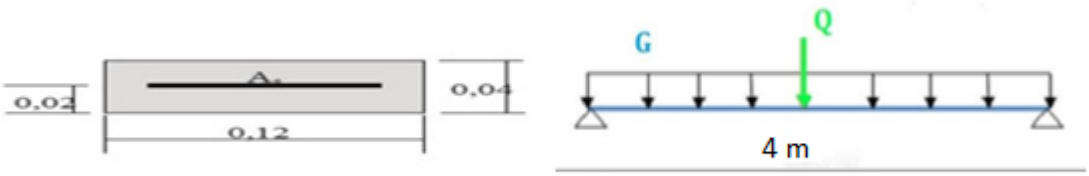


Figure III.7: Schématisation de la poutrelle avant coulage.

III.4.1.1 Evaluation des charges et surcharges :

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau III.7. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

Charges permanentes	**G (kN/ml)**
Poids de la poutrelle : 0,12 x 0,04 x 25 = 0.12kN/ml.	**0.77**
Poids du corps creux : 0,65 x 1 = 0,65kN/ml.	
Surcharges d'exploitations	**Q (kN)**
Poids de l'ouvrier et les matériaux : Max [1kN et 0.5 L] = 0.5 L = 0.5 x 4 = 2 kN.	**2**

III.4.1.2 Calcul des étaiements

Vérification de la flèche : $f < \bar{f}$

$$f = \frac{5*GL^4}{384\times EI} + \frac{QI^3}{48EI}$$

Avec :

- f_Q : Une flèche due a la charge concentrée de l'ouvrier Q = max [1 KN ; 0.5L]
- f_G : Une flèche due a la charge répartie
- P_G = poids propre de poutrelle + poids de corps creux

$f_G = 5\ P_G\ L^4 / 384\ E\ I$

$f_Q = P_Q\ L^3 / 48\ E\ I$

Donc : $f_T = f_G + f_Q$

Ib : Moment d'inertie $\quad Ib = \frac{bh^3}{12} = \frac{120.40^3}{12} (Ib = 64000\ mm^4)$

$\bar{f} = f\text{adm} = \frac{L(cm)}{500} = \frac{400}{500}$ donc : $f_{adm} = 8$ **mm**

Tableau III.8: Détermination du nombre d'étaiements.

N° des étaiments	Longueur de travée (mm)	G (KN)	Q (KN)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	$f < \bar{f}$
0	4000	0,77	2	331,70	8	**Condition non vérifiée**
1	200	0,77	1	20,73	4	**Condition non vérifiée**
2	1333,33	0,77	1	4,1	2,67	**Condition non vérifiée**
3	1000	0,77	1	1,30	2	**Condition vérifiée**

Il faut prévoir **4 étaiements** le long de travée espacée de **0,93 mètres** pour que la poutrelle supporte la charge avant le coulage de la dalle de compression

III.4.2.Après coulage

Apres coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ces deux extrémités, elle sera soumise à des charges uniformément reparties.

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. 4 typs de poutres continues sont à envisage :

- Type 1 : 2 travées (travée de 4,275 m et 4,275 m) ;
- Type 2 ((travée de 3,35 m ; 1,85 m et 2,6 m) ;
- Type 3 : : 4 travées (travée de 4 m ; 4,275 m ; 4,275 m et 4 m) ;
- Type 4 : 5 travées (travée de 4 m ; 3,35 m ; 1,85 m ; 3,35 m et 4 m) ;

III.4.2.1. Evaluation des charges et surcharges

- $P_U = 1.35\ G + 1.5\ Q$
- $P_S = G + Q$

Tableau III.9: Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	Pu (kN/m)	Pser (kN/m)
Terrasse	6,32*0,65=5,252	1*0.65=0,650	**6,5208**	**4,758**
Plancher courant	5,6*0,65=3,679	1,5*0.65=0,975	**6.429**	**4,954**

III.4.2.1. Sollicitations de calcul

- **La méthode forfaitaire**

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Elle s'applique aux plancher à surcharge d'exploitation modérées,

$Q = 1{,}5\ kN/m^2 < \max\{2.\ G\ ;\ 5\ kN/m^2\} = 11{,}2\ kN/m^2$

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les déférentes travées Le rapport de deux portées successives des différentes travées est compris entre 0,8 et 1,25

$\frac{Li}{Li+1} = \frac{2,4}{2,4} = 1$ (condition vérifier)

La fissuration est non préjudiciable (peu nuisible). (Condition vérifiée)

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

- **Exposé de la méthode**

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$.
- $M_t = [\frac{1.2+0.3\alpha}{2}]\ M_0$ pour travée de rive.

  $M_t = [\frac{1+0.3\alpha}{2}]\ M_0$ pour travée intermédiaire.
- $M_t + \frac{M_e+M_w}{2} \geq \text{Max}\ [1.05\ M_0 \text{ et } (1+0.3\ \alpha)\ M_0]$.

Moment sur appuis

- Ma = 0,2M0……appuis de rive.
- Ma = 0,6M0……pour une poutre à deux travées.
- Ma = 0,5M0……pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travées.

- Ma = 0,4M0……pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

Avec :

- M_0 : Moment isostatique $M0 = \frac{PuL^2}{8}(ELU)$

$M0 = \frac{PsL^2}{8}(ELS)$

- ✓ M_w : Moment max sur l'appui gauche.
- ✓ M_e : Moment max sur l'appui droit.
- ✓ M_t : Moment en travée.

Le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

$M_t = 0.85\ M_0$

$M_A = M_B = -\ 0.5\ M_0$

--- les efforts tranchants :

$T_w = \frac{P\,L}{2} + \frac{Me+M\,w}{L}$

$T_e = -\frac{P\,L}{2} + \frac{Me+M\,w}{L}$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

- ➢ On a 04 types de poutrelles :

Type 01 :(Poutrelle à 02travées)

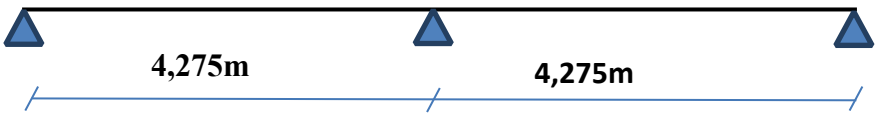


Figure III.8. Poutrelle à 02 travées.

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- Q = 1kN/m^2≤ Max [2G=2 x 3.679= kN/m^{2}et 5 kN/m^2]=7.358 kN/m^2……CV
- L'inertie est constante pour toutes les travées …..……. CV
- La fissuration est peu nuisible ……..... CV
- 0.8 < 4.275/ 4.275= 1 < 1.25 ……CV

- **Tableau III.10.** Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02travées (ELU).

Travée	Pu (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	6.52	4.275	14.89	9.40	2.98	8.93	12.55	-15.33
B-C	6.52	4.275	14.89	9.40	8.93	2.98	15.33	-12.55

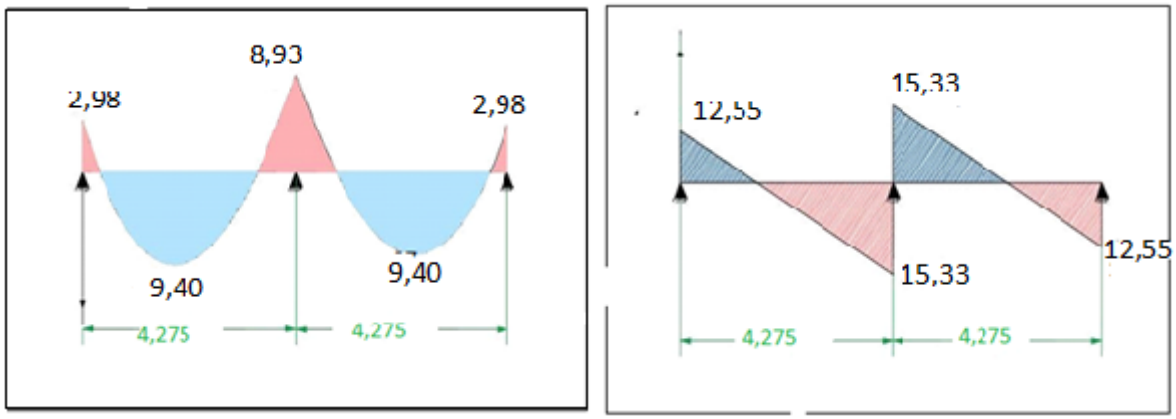


Figure III.09: Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

Tableau III.11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02 travées(ELS).

Travée	Ps (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	4.76	4.275	10.87	6.86	2.17	6.52
B-C	4.76	4.275	10.87	6.86	6.52	2.17

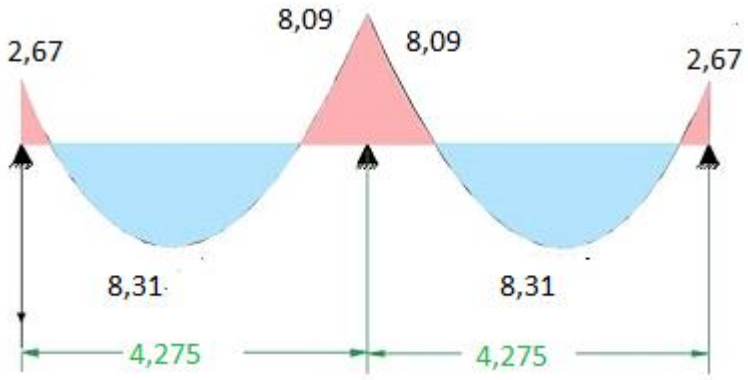


Figure III.10: Diagrammes des moments à l'ELS.

Type 02 : (Poutrelle à 3 travées)

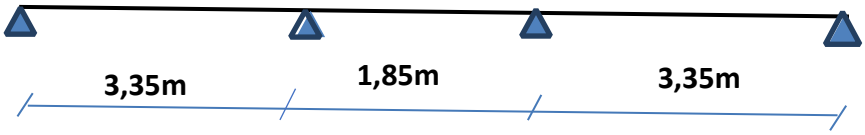


Figure III.11. Poutrelle à 03 travées.

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- Q =5kN/m^2≤Max [2 G =2 x 3.679= 1.32kN/M^2 et 5 kN/m^2] = 7.358kNm^2.....…..... CV
- L'inertie est constante pour toutes les travées …...……. CV
- La fissuration est peu nuisible ……..... CV
- 0.8<3.35/1.85=1.81<1.25……...……CNV
- 0.8<1.85/3.35=0.55 < 1.25……CNV

Remarque :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable on fait appeler à la méthode de Caquot.

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants :

Tableau III.12. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03 travées (ELU).

Travées	p_u (kN)	L (m)	L' (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	6.52	3.35	3.35	9.52	1.85	6.49	4.98	9.54	-12.30
B-C	6.52	1.85	1.48	2.79	6.49	6.49	- 3.7	6.03	- 6.03
C-D	6.52	3.35	3.35	9.15	6.49	1.85	4.98	12.30	-9.54

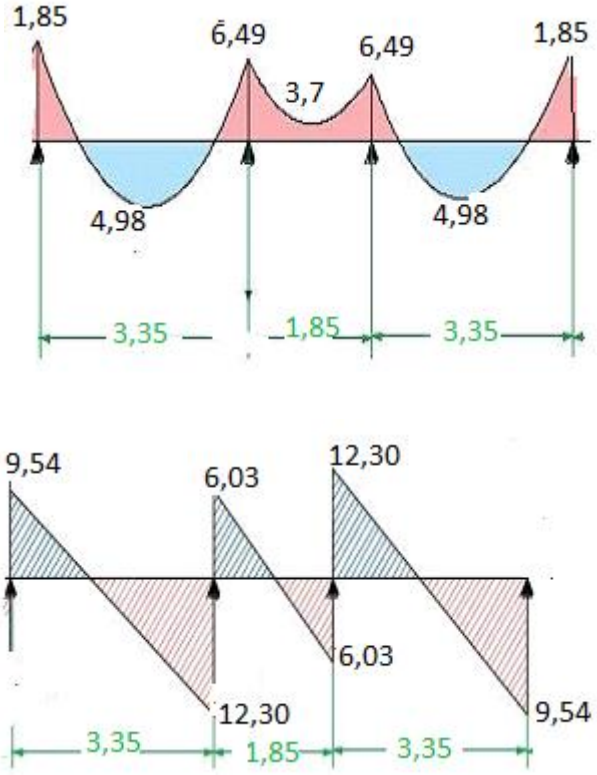


Figure III.12. Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

Tableau III.13. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03 travées (ELS).

Travées	p_{ser} (kN)	L (m)	L'(m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
A-B	4.76	3.35	3.35	6.68	1.34	4.73	3.65
B-C	4.76	1.85	1.48	2.04	4.73	4.73	-2.69
C-D	4.76	3.35	3.35	6.68	4.73	1.34	3.65

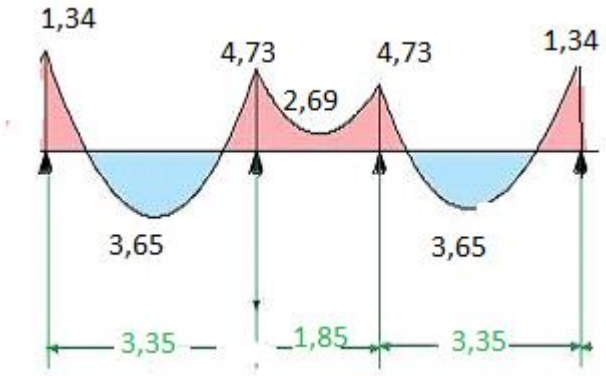


Figure III.13. Diagrammes des moments à l'ELS.

Type 03:(Poutrelle à 04 travées)

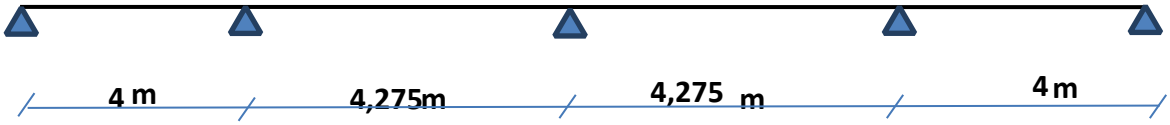


Figure III.14. Poutrelle à 04 travées.

- Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- Q =5kN/m^2≤ Max [2G = 2x3.679=7.684kN/M^2 et 5kN/m^2] =7.358kN/m^2..... CV
- L'inertie est constante pour toutes les travées …..…… CV
- La fissuration est peu nuisible ……... CV
- 0.8 < 4 /4.275 = 0.93 < 1.25 ……...…… CV
- 0.8<4.275/4.275=1 <1.25……CV
- 0.8<4.275/4 = 1.06 <1.25……CV

Tableau III.14. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travée (ELU).

Travées	p_u (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_0	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	6.52	4	13.04	2.61	6.52	9.30	13.04	12.06	-14.02
B-C	6.52	4.275	14.89	7.45	5.96	9.12	13.94	15.24	-14.54
C-D	6.52	4.275	14.89	5.96	7.45	9.12	13.94	14.54	-15.24
D-E	6.52	4	13.04	6.52	2.61	9.30	13.04	14.02	-12.06

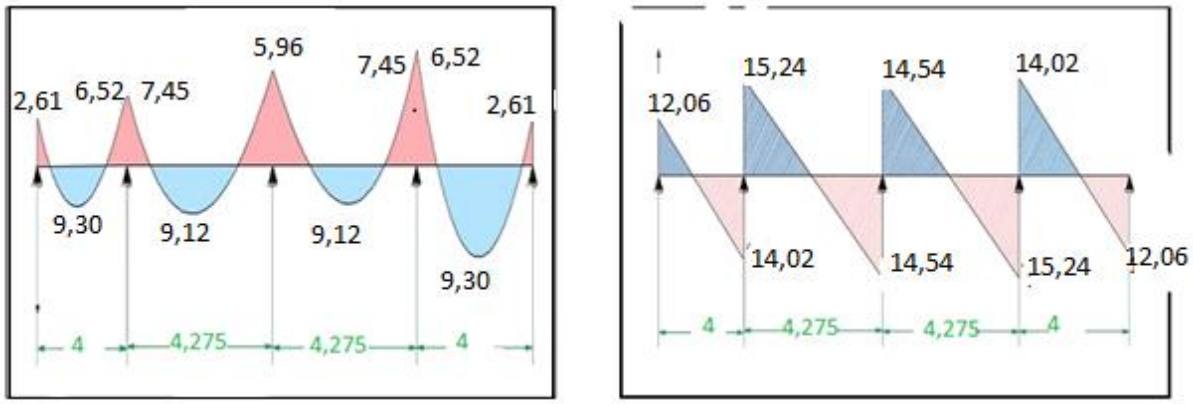


Figure III.15: Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

Tableau III.15. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELS).

Travées	p_{ser} (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
A-B	4.76	4	9.52	1.90	4.76	6.79
B-C	4.76	4.275	10.87	5.44	4.35	6.66
C-D	4.76	4.275	10.87	4.35	5.44	6.66
D-E	4.76	4	9.52	4.76	1.90	6.79

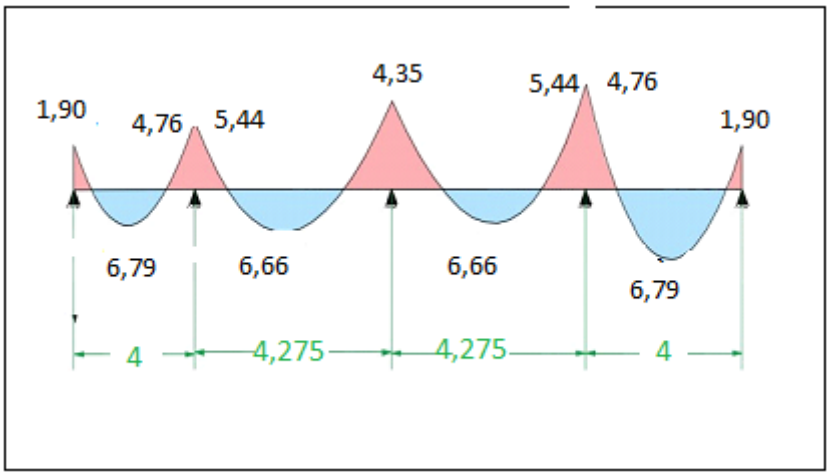


Figure III.16: Diagrammes des moments à l'ELS.

Type 04 :(Poutrelle à 05 travées)

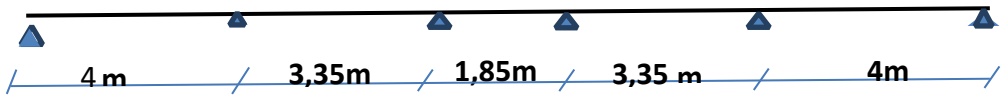


Figure III.17. Poutrelle à 05 travées**.**

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- Q = 5kN/m^2≤ Max [2 G = 2x 3.679= 6.78kN/M^2 et 5 kN/m^2] = 7.358kN/m^2 ……. CV
- L'inertie est constante pour toutes les travées …..…… CV
- La fissuration est peu nuisible ……..... CV
- 0.8<4/3.35=1.19<1.25 ……...……...CV
- 0.8<3.35/1.85=1.81<1.25 ……...CNV
- 0.8<1.85/3.35=0.55 <1.25……...…CNV
- 0.8<3.35/4=0.84<1.25……CNV

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants :

Tableau III.16. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELU).

Travées	Pu (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	6.52	4	4	13.04	2.61	9.56	6.96	11.31	-14.77
B-C	6.52	3.35	2.68	9.15	9.56	4.15	2.30	12.27	-9.57
C-D	6.52	1.85	1.48	2.79	4.15	4.15	-1.36	6.03	- 6.03
D-E	6.52	3.35	2.68	9.15	4.15	9.56	2.30	9.57	-12.27
E-F	6.52	4	4	13.04	9.56	2.61	6.96	14.77	-11.31

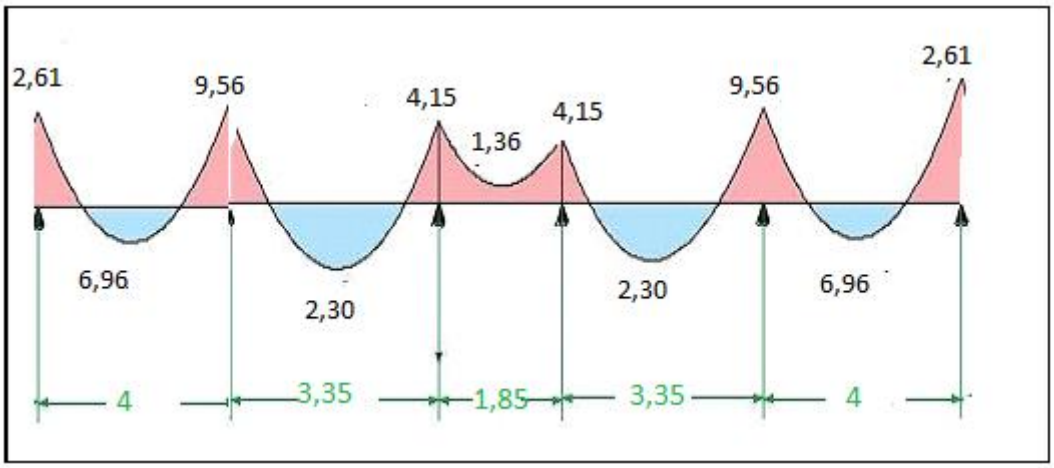


Figure. III. 18 : Diagramme des moments à l'ELU.

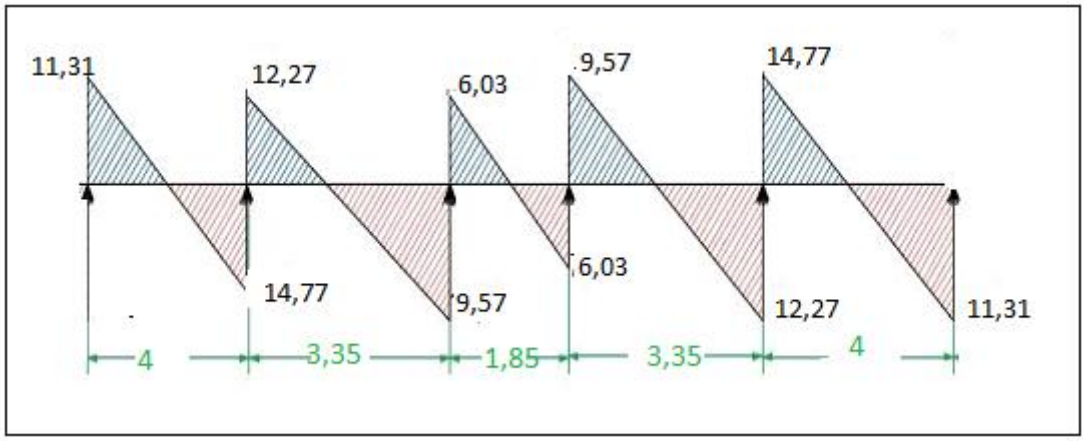


Figure III.19: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

Tableau III.17. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05travées (ELS).

Travées	q_{ser} (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
A-B	4.76	4	4	9.52	1.90	6.98	5.08
B-C	4.76	3.35	2.68	6.68	6.68	3.03	1.68
C-D	4.76	1.85	1.48	2.04	3.03	3.03	- 0.99
D-E	4.76	3.35	2.68	6.68	3.03	6.98	1.68
E-F	4.76	4	4	9.52	6.98	1.90	5.08

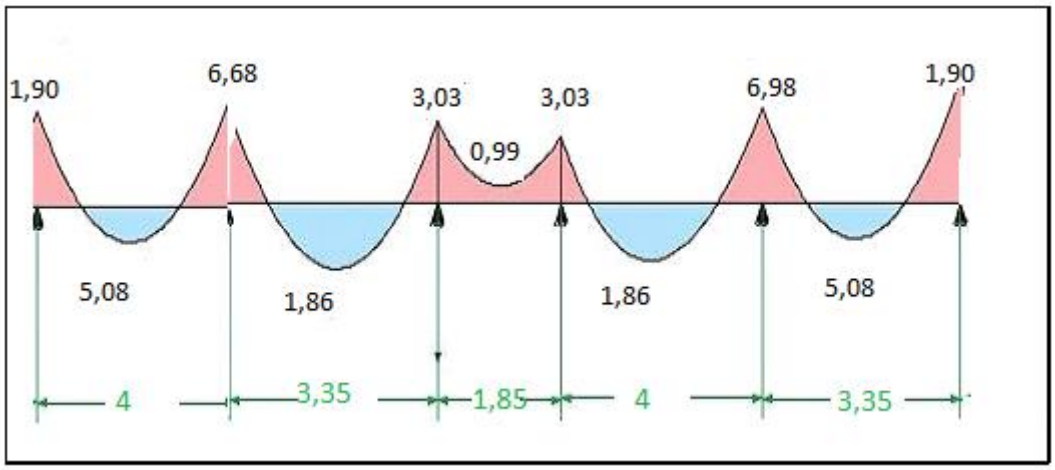


Figure III.20: Diagramme des moments maximaux à l'ELS.

III.3.2.2.4. Récapitulations

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III.18. Récapitulation des efforts internes.

	ELU			E LS	
	M_{tmax} (KN.m)	M_{amax} (kN.m)	T_{max} (kN)	M_{tmax} (kN.m)	M_{amax} (kN.m)
Sollicitations	9.40	9.56	15.33	6.86	6.98
Référence	Type 01	Type 04	Type 01	Type 01	Type 04

III.4.2.3. Calcul du ferraillage

Armatures longitudinales

Ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section Rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

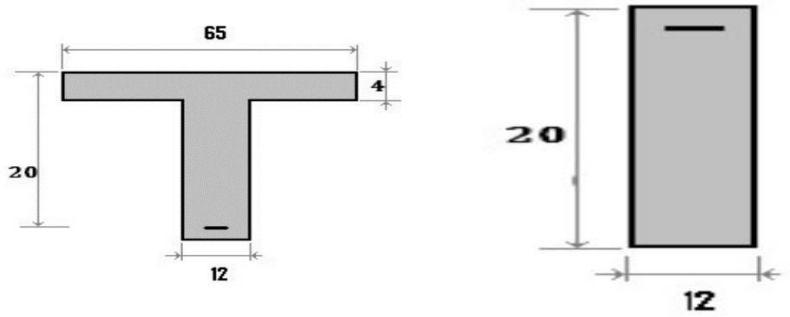


Figure III.21: les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche); En appui (à droite).

Tableau III.19. Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
L'état limite Ultime	**Mu (kN.m)**	9.40	9.56
	μ	0.031	0.173
	μl	**0.392**	
	μ ≤ μl	**Vérifiée**	**Vérifiée**
	A' (cm^2)	0	0
	ß	0.984	0.904
	A (cm^2)	1.53	1.69
	Le choix	**4HA8= 2.01cm^2**	**5HA8 = 2.31cm^2**
Vérification à l'ELS			
L'état limite service	**M_{ser} (kN. ı)**	6.86	6.98
	y_1 (cm)	5.1	5.3
	I_G (cm^4)	7867.85	2945.35
	σ_b (MPa)	0.44	1.26
	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	**15**	
	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	**Vérifiée**	**Vérifiée**

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple les résultats sont :

Tableau III.21. Récapitulation

Section d'armature	**En travée**	**En appuis**
	A_t= 4HA8=2.01cm²	A_a=5HA8=2.31cm²

Armatures transversales

- ✓ **Vérification de contrainte de cisaillement**

$V_{u\,max}$ = 15.33 kN (Effort tranchant max)

$\tau = Vu/\ b.d = 15.33 \times 10^3 / 120 \times 180 = 0.710$MPa

La fissuration est peu nuisible :

$$\tau = \frac{\text{Tmax}}{\text{b.d}} \leq \bar{\tau} = \text{Min}\{0.2 \times \frac{\text{Fc}_{28}}{\gamma b}; 5\ \text{Mpa}\}$$

Donc : = 0.710MPa ≤3.33MPa ……**…CV**

- ✓ **Espacement St**: **Art 7.5.2.2]** (1)

$S_t \leq$ Min (0.9d; 40) = Min(16.2 cm; 40 cm)
Donc: **S_t=15 cm**.
$At_{min} \leq 0.003.\ St \times b = 0.54cm^2$

- ✓ **Diamètre des armatures transversales $ø_t$ [Art A.6.4.2]** (2)

$ø_t \leq$ Min$\{\frac{h}{35}; Øl; \frac{b0}{10}\}$ = (5.71 ; 10 ; 6.5)

On adopte : øt ≤ 5.71, on prend : **øt = 6mm** => $at = \frac{\pi Ø^2}{4}$ = 28.26mm².

Avec : at : section d'une barre; => at = 0.28 cm²

nt: nombre des barres, => nt= 2

At =at × nt = 0.56cm².

At≥ Atmin => 0.56≥ 0.54 …… **CV**

- ✓ **Vérifications nécessaires**

Section d'armatures transversales (FeE400).

$$\frac{\text{At .fe}}{\text{b0.St}} \geq 0.4\ MPa \Rightarrow \frac{56\times400}{120\times150} = 1.24MPa \geq 0.4MPa$$ …… CV

$$\frac{\text{At .fe}}{\text{b0.St}} \geq \gamma s\left(\frac{\tau u - 0.3Kft28}{0.9.fe[cos\alpha + sin\beta]}\right) \Rightarrow 0{,}0031 \geq 0{,}001$$……CV

Avec: K=1 flexion simple et la (fissuration est peu nuisible)
α=90° Pour les armatures transversales.

✓ **Etat limite de déformation**

Tableau III.20.Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

1er Condition	**2éme Condition**
$h / L \geq M_t / (15\ M_0)$	$A / b_0\ d \leq 3.6 / f\ e$
$h / L = 0.2 / 4.275 = 0.047$ $M_t / (15\ M_0) = 6.86 / (15 \times 12.22) = 0.045$	$A / b_0\ d = 2.01 / 12 \times 18 =$ **0.009** $3.6 / f\ e = 3.6 / 400 =$ **0.009**
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

III.5. Les dalles pleines

III.5.1. Définition

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le calcul se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe C) pour la détermination des moments à l'ELU et la méthode forfaitaire (annexe D) pour la détermination des moments à l'ELS.

III.5.2 Pré dimensionnement de la dalle

On a deux conditions à vérifiées :

- **Critère de résistance**

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{Lx}{35} \leq ep \leq \frac{Lx}{30}$$

Avec Lx : La plus petite portée de la dalle mesurée entre nus des appuis [Lmax=2,55m] e : l'épaisseur de la dalle. Alors :

$$\frac{255}{35} \leq ep \leq \frac{255}{30} \quad \rightarrow \quad 7{,}29cm \leq e \leq 8{,}5cm$$

- **Condition d'isolation acoustique : ep** =15 cm.

Donc : Pour la dalle pleine on adoptera : **ep=15cm.**

III.5.3. Evaluation des sollicitations

Tableau III.21. Evaluations des sollicitations.

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	qu	qs
Balcon	9.03	3.5	17.44	12.53

Tableau III.22. Les efforts internes.

E.L.U	E.L.S
q_u = 17.44kN	q_s = 12.53 kN
Mu= 2.41 kN.m	M ser= 5.36 kN.m

Le type de dalle pleine :

- Type : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 3 cotés.

On va utiliser la méthode des lignes de rupture pour la détermination des sollicitations, puis on adopte les moments les plus défavorables pour ferrailler.

III.5.4. Calcul du ferraillage

(Annexe c)

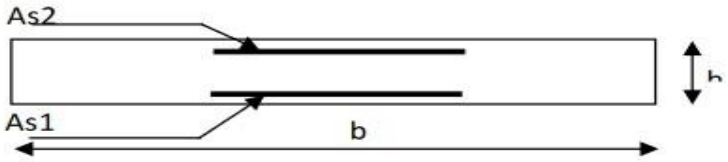


Figure III.22 : Section de calcul.

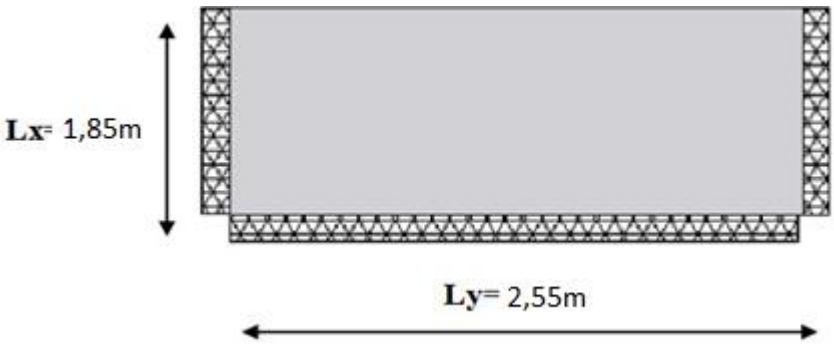


Figure III.23 : Dalles pleine rectangulaire encastrée sur 3 cotés.

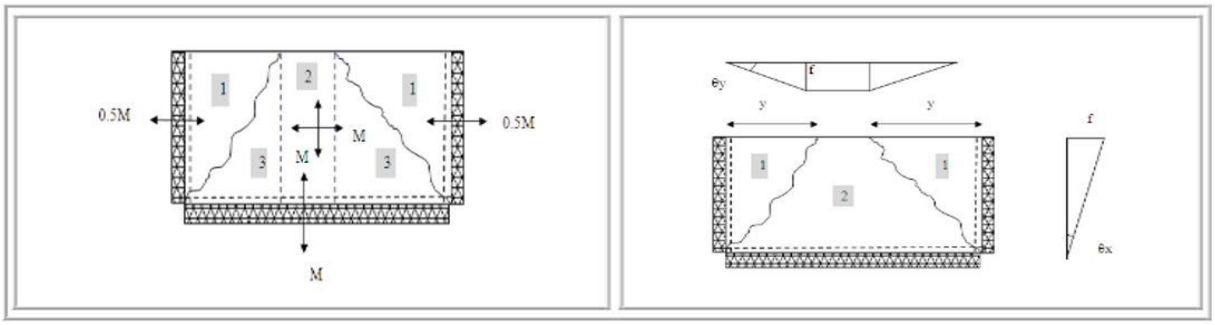


Figure III.24 :Les différentes étapes de calcul sur la type de la dalle.

ELU :

Tableau III.23: Les valeurs du travail externe.

Eléments	**Aire de chargement**		**déplacement de CG**	**P_u (KN/m)**	**travail externe = S.CG.P_U**
1	2	1,08y/2	f/3	17,44	3,14. y. f
2	2,754-2,16y		f/2		(24,01-6,28y).f
3	2	1,08 y/2	f/3		3,14.y. f
			Σ		**(24,01-6,28y). f**

Tableau III.24 : Les valeurs du travail interne.

Eléments			**Moment de Rupture M**	**Longueur L**	**Rotation θ**	**Travail interne = M.L.θ**
1	+	2	M	1,08	f/y	2,16. M. f/y
	-	2	0,5M	1,08	f/y	1,08. M. f/y
2	+		M	2 y	f/1,08	1,85. M.f. y
	-		M	2,55	f/1,08	2,36. M. f
					Σ	$(\frac{3,24}{y}+1,85.y+2,36).M.f$

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

(24,01-6,28y). f = $(\frac{3,24}{y} + 1,85.y+2,36).M.f$

$\rightarrow \quad M = \frac{(24,01-6,28y)}{(\frac{3,24}{y}+1,85.y+2,36)}$

$\frac{dM}{dy} = -59,24y^2 - 40,7y + 77,79 = 0$ et $0 < y \leq 1.85$ (m)

$\Rightarrow$ y =0,85m $\Rightarrow$ M=2,41 (KN.m)

On remarque que le 3ème cas est le plus défavorable donc on adopte :

Mu=2,41 (KN.m) $\begin{cases} \text{Mt= 2,41 (KN.m)} \\ \text{Ma= 1,205 (KN.m)} \end{cases}$

ELS :

Calcul pour la méthode forfaitaire

Q < min (2*G ; 5 kN/m²)= 5 kN/m² (C.V)

Un panneau rectangulaire (C.V)

- Une charge uniformément reparti (C.V)

$\Rightarrow$ Donc la méthode forfaitaire est applicable.

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,85}{2,55} = 0,73$$

et 0,28 < 0,4 donc la dalle travaillant suivant une seule direction.

$$M0 = \frac{Pser*Lx^2}{8} = \frac{12,53*1,85^2}{8} = 5,36\ KN.m$$

M_t= 0,8 M_0 = 0,8(5,36) = 4,288 KN.m

M_a= -0,5 M_0 = -0,5 (5,36) = -2,68 KN.m

Tableau III.25 : Les données.

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1.5	σbc = 14.2 MPa	e=2.5 cm
	ft28 = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	σs = 348 MPa

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible

Tableau III.26: Calcul des sections de la dalle.

	Mu kN.m	**μ**	**β**	**A cm²**	**Amin cm²**	**Achoisi**	**Afinal cm²**
Travée	2,41	0,011	0,994	0,56	1,50	4HA8	2,01
Appuis	1,205	0,005	0,997	0,28	1,50	4HA8	2,01

Tableau III.27 : Vérification à l'E.L.S.

	Mser kN.m	**$\overline{\sigma b}$ (MPa)**	**y1 (cm)**	**IG(cm⁴)**	**σ_b (MPa)**	**$\sigma_b \leq \overline{\sigma b}$**
Travée	4,288	15,000	3,78	17439,83	0,092	**Oui**
Appuis	2,68	15,000	3,78	17439,83	0,058	**Oui**

III.5.5 Condition d'espacement :

(Appuis et travée) : St 25 cm ≤ St adm=min (3h=45cm ;33cm) = 33cm

- Armature de répartitions :

Arép ≤ Aprincipale /4

Arép = 0.5025 cm²

Ø rép principal ⟹ Ø rep=6 mm; A rép = 2HA6 = 0,56cm²

(Appuis et travée) : St=50 cm ≤ St adm= min (4h = 60cm ; 45cm) = 45cm

$$T = \frac{P*Lx}{2} = \frac{17,44*1,08}{2} = 9,42KN$$

$$\tau u = \frac{T}{b*d} = \frac{9,42*10^3}{1000*125} = 0,075MPa$$

$$\overline{\tau u} = \frac{0,07*fc28}{\gamma b} = \frac{0,07*25}{1,5} = 1,16MPa$$

$\tau_u \leq \overline{\tau u}$ (Condition vérifiée)

III.5.6 Vérification de la flèche

Mx = Pu*Lx^2/8 = 17,44*1,08^2/8 = 2,543 (KN.m)

Tableau III.28 : Vérification de flèche de la dalle.

1ere condition			2eme condition		
h/Lx	**$M_t/(20M_x)$**	**h/Lx ≥ $M_t/(20M_x)$**	**ρ = At/(b*d)**	**2/fe (MPa)**	**ρ ≤ 2/fe**
0,138	0,047	C.V	0,0016	0,005	**C.V**

III.6.Les escaliers

III.6.1. Introduction

L'escalier est un élément de jonction entre plusieurs niveaux, constitue d'une suite de plan horizontal permettant de passer d'un niveau à un autre d'une construction. Il doit donc être économique avec le maximum de confort, de sécurité et d'efficacité, l'aspect sécurité et stabilité est prioritaire sur l'aspect esthétique.

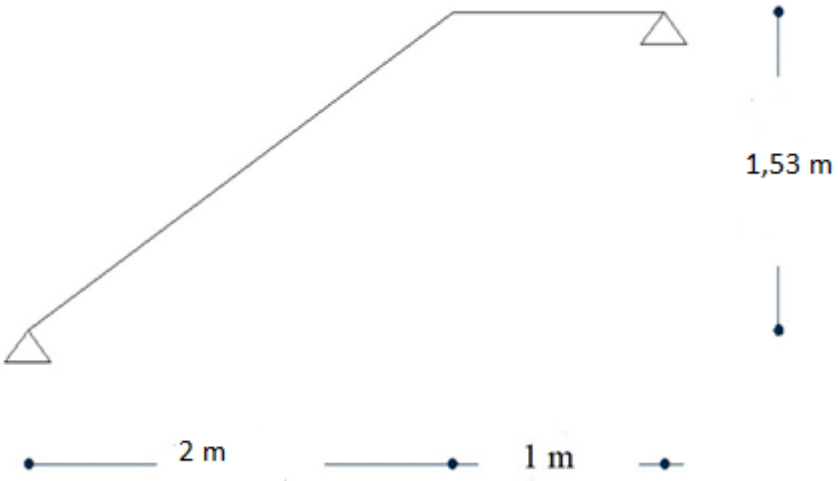


Figure III.25. Dimensions de l'escalier.

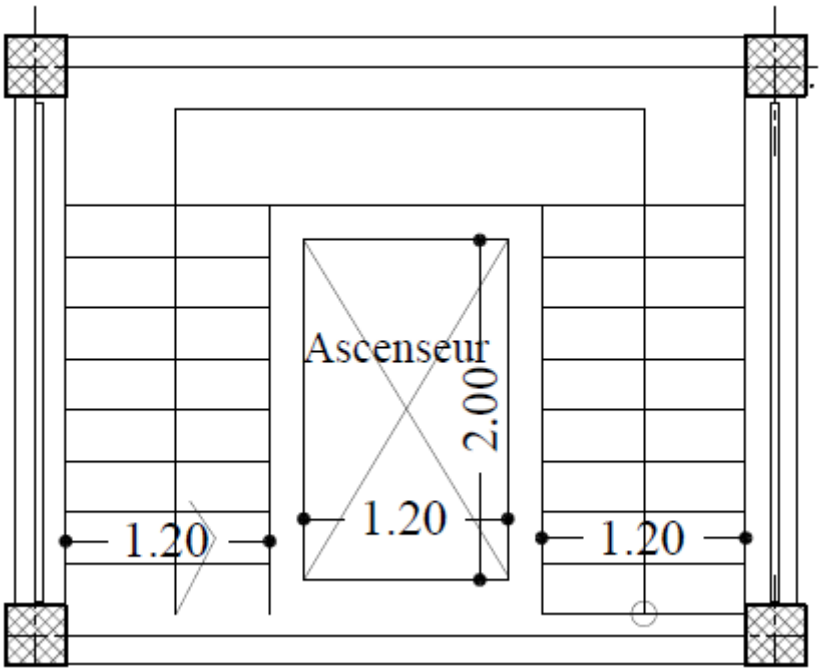


Figure III.26: Schéma de l'escalier.

III.6.2.Dimensionnement

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec 1 palier intermédiaire.

H= 1,53 m ; L= 2,00 m

Largeur de la marche : g=30cm.

Le nombre de contre marches égale à 18.

Nombre de marches n – 1 = 7

Nombre de contre marches n = 8

L'angle d'inclinaison α:

$tan\alpha = \frac{1,53}{2} = 0,765 \quad \rightarrow \quad \alpha = 37,42^{o}$

Longueur de la paillasse :

$L_0 = \frac{2}{cos37,42} = 2,52$

Epaisseur de la paillasse :

$L_T = 2.52 + 1 = 3.52$ m

où :

$\frac{352}{30} \leq e \leq \frac{352}{20}$ → 11.73 ≤ e ≤ 17.3

On prendra : e = 15 cm

III.6.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

III.6.3.1. Charges permanentes

Tableau III.29. Evaluation des charges permanentes de la paillasse.

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.045		0.500
2	Lit de sable	0.030	18	0.540
3	Poids propre de la marche	0.11 / 2	25	1.375
4	Poids propre de la palliasse	0.11/Cos α	25	3.376
5	Enduite en ciment	0.020	18	0.360
	TOTAL			**6.151**

Tableau III.30. Evaluation des charges permanentes du palier de repos.

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.045		0.50
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Poids propre du palier	0.11	25	2.75
4	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
	TOTAL			**4.15**

III.6.3.2. Charges d'exploitations

Usage d'habitation : Q = 2.5 kN/m^2

III.6.3.3. Combinaison des charges

Tableau III.31. Combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	Pu (kN/ml)	Pser(kN/ml)
Palier	4.150	2,5	9.353	6.650
Paillasse	6.151	2,5	12.05	8.651

III.6.4. Détermination des efforts

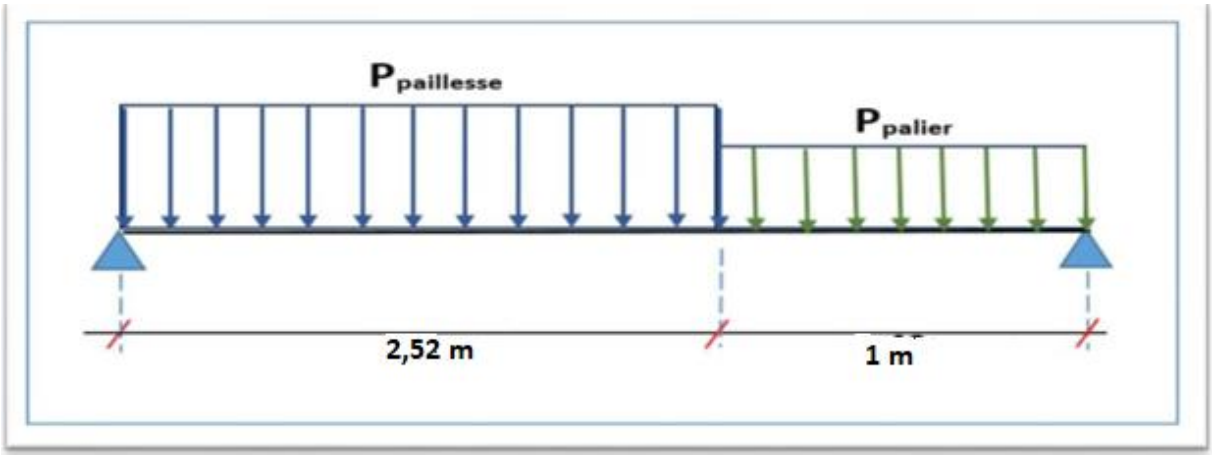


Figure III.27. Schéma statique d'escalier.

a) A L'ELU :

Les réactions d'appuis :

$\sum f = 0$

Ra+Rb-(12.05*2.52)-(9.35*1)

Ra+Rb= 39.72 KN

$\sum M/A = 0$

Rb*3.52=9.35*(1)*(1/2+2.52)+12.05*2.52^2/2

Rb=18.77 KN et Ra=20.95 KN

Donc ;

Tronçon A (0<x<2.52)

Effort tranchant : T(x)=20.95-12.05x

t(0)=20.95 et T(2.52)=-9.42

Moment fléchissant : $M(x)=20.95x-12.05\ x^2/2$

M(0)=0 et M(2.52)=14.53

Tronçon B (0<x<1)

Effort tranchant : $T(x)=-18.77+9.35x$

T(0)=-18.77 et T(1)= -9.42

Moment fléchissant : $M(x)=18.77x-9.35x^2/2$

M(0)=0 et M(1)=14.1

M(0) ; T(x)=0 ⇒ x=1.74 m ; M(1.74)= 18.51KN.m

Donc :

M_t=0.85*18.51=15.73 KN.m

M_a=-0.5*18.51=- 9.26 KN.m

T_{max}=20.95 KN

Donc :

M_{max}=15.73 KN.m a : x=1.74 m

T_{max}= 20.95 KN a : x=0

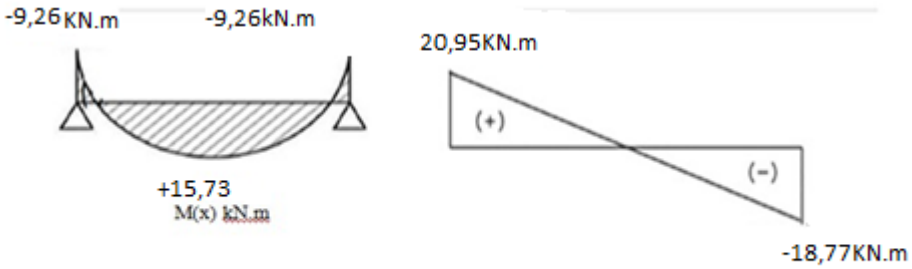


Figure III.28. Diagramme retenu des moments et l'effort tranchant à L'ELU.

b) A L'ELS :

Les réactions d'appuis :

$\sum f = 0$

Ra+Rb-(8.651*2.52)-(6.65*1)

Ra+Rb=28.45KN

$\sum M/A = 0$

$Rb*3.52=8.651*2.52^2/2+6.65*1(1/2+2.52)$

Rb=13.51 KN et Ra=14.94 KN

Donc ;

Tronçon A (0<x<2.52)

Effort tranchant : T(x)= 14.94-8.651x

T(0)=14.94 T(2.52)= -6.86

Moment fléchissant : $M(x)=14.94x-8.651\ x^2/2$

M(0)=0 M(2.52)=10.18

Tronçon B (0<x<1)

Effort tranchant : T(x)=-13.51+6.65x

T(0)=-13.51 et T(1)= -6.86

Moment fléchissant : $M(x)=13.51x-6.65x^2/2$

M(0)=0 et M(1)=10.19

M(0) ; T(x)=0 ⇒ x=1.73m ;

M(1.73)=13.42 KN.m

Donc :

$M_t=0.85*13.42=11.41$ KN.m

$M_a=-0.5*13.42=-6.71$KN.m

$T_{max}=14.94$ KN

Donc :

$\mathbf{M_{max}}$=11.41 KN.m a : **x**=1.73m

$\mathbf{T_{max}}$= 14.94 KN a : **x**=0

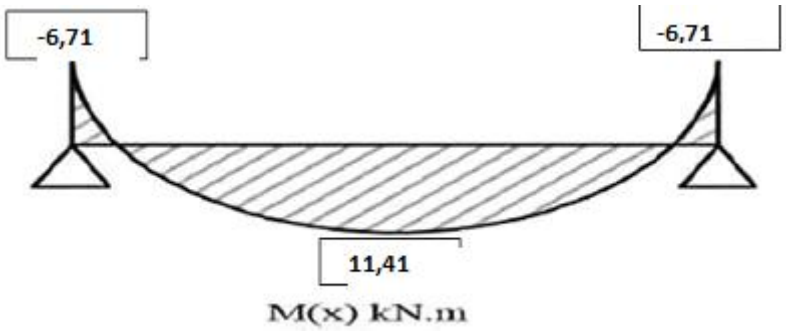


Figure III**.29. Diagramme retenu des moments à L'ELS.**

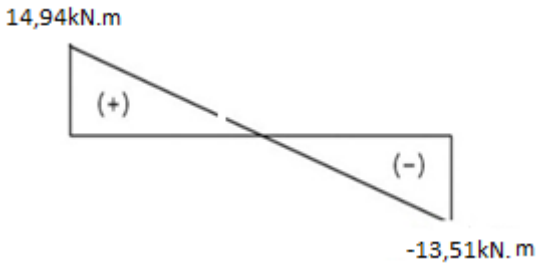


Figure III**.30. Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS.**

III.6.5. Ferraillage des escaliers

Le calcul de ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1m.

Tableau III.32: Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2,5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h = 15 cm	d=12,5 cm
Acier	FeE 400	f_e = 400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.33: Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (kN.m)	**μ**	**β**	**A (cm^2)**	**A' (cm^2)**	**A_{adopt} (cm^2)**
En travée	15.73	0.071	0,963	3,76	0,00	**5 HA10= 3,92**
En appuis	-9.26	0.042	0.979	2,17	**0**,00	**3HA10= 2,35**

Condition de non fragilité :

On vérifie : $\mathbf{A \geq A_{min} = 0.1\%B}$

Tableau III.34. Vérification de la section d'armatures.

	A (cm^2)	**A_{min} (cm^2)**	**$A \geq A_{min}$**
Travée	3.92	0.1% ×(100 × 11)=1.1	**Condition vérifiée**
Appui	2.35	0.1 % ×(100×11)=1.1	**Condition vérifiée**

III.6.5.1. Armatures de répartition

Tableau III.35. Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	$A_{rép} = A/4(cm2)$	**$A_{adoptée}$ (cm^2)**	**St (cm)**	$\overline{St}$	**St≤ $\overline{St}$**
Travée	0.98	3HA8=1.50	15	33	**Condition vérifiée**
Appui	0.59	3HA8=1.50	15	45	**Condition vérifiée**

III.6.5. 2.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU « C.B.A Article A.5.1»

Type de fissuration : peu nuisible.

Tableau III.36 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU.

Section (cm^2)	**T(KN)**	**τ (MPa)**	**$\overline{\tau}$ (MPa)**	**$\tau \leq \overline{\tau}$**
100 × 15	20.95	1.68	3,33	**Condition vérifiée**

III.6.5.3. Vérification des contraintes normales « C.B.A93 Article A.4.5.3 »

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III.37 : Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	3.92	2.35
M_{ser} (kN.m)	11.41	6.71
Y (cm)	3.30	3.53
I (cm^4)	13903.1	8846.91
$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	15	
σb (MPa)	2.71	2.68
$\sigma b \leq \overline{\sigma b}$	**Condition vérifiée**	**Condition vérifiée**

III.6.5.4. Vérification de la flèche « C.B.A93 B.6.5 »

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 2 inégalités sont vérifiées

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \quad ; \frac{h}{L} \leq \frac{Mt}{10M0}$$

$$\frac{3.92}{100\times15} = 0.0026 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ ……..CV}$$

$$\frac{15}{352} = 0.043 \leq \frac{11.41}{10\times17.67} = 0.065 \text{ ……..CV}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.6.6. Calcul de la poutre palière

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux, Elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b * h).

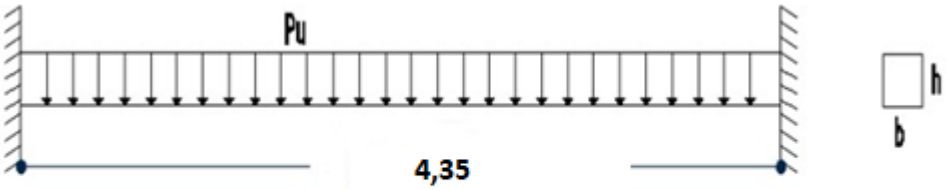


Figure III.31 : Dimensionnement de la poutre palière.

III.6.6.1 Pré dimensionnement

La longueur de la poutre : L =4,35 m

$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 29cm \leq h \leq 43,5cm$ on prend : h=30cm

$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 9\ cm \leq b \leq 21\ cm$ on prend : b=30 cm.

On adopte : (b x h) = (30 x 30) cm²

III.6.6.2. Vérification des prescriptions du RPA 99 V 2003 :

b = 30 cm ≥ 30cm …… Condition vérifiée

h = 30cm ≥ 30cm …… ……. Condition vérifiée

h /b = 1 < 4 …….. Condition vérifiée

III.6.6.3. Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre palière : PP = 0.3*0.3*25 = 2,25 KN/ml

Réaction d'escalier : Ru = 20,95 KN ; Rser = 14,94 KN

Donc :

ELU : $Pu = 1,35*PP+R_u = 1,35x2,25+20,95=23,99$ KN/ml

ELS : $Pser=PP+R_{ser} =2,25+14,94=17,19$ KN/ml

III.6.6.4. Ferraillage des poutres paliers en L'ELU

Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma s = 1,15$; $\sigma s = 348$ MPa

Béton : fc28 = 25 MPa ; $\gamma b = 1,5$; $\sigma b = 14,2$ MPa b=30cm,

h=30cm, d=27,5cm, c=2,5cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau III.38: Ferraillage de la poutre palière.

	M (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (Cm^2)	A_{adp} (cm^2)	A (cm^2)
En travée	18,91	0,059	0,969	2,04	0	4HA12	**4,52**
En appuis	37,83	0,117	0,937	4,22	0	4HA12	**4,52**

III.6.6.5. Vérification solen RPA 99 V 2003 : [Art 7.5.2.1]

Amin = 0.5%*b*h

Amax = 4%*b*h……. Zone courante

Amax = 6%*b*h …… Zone de recouvrement

Amin = 0.5%*30*30 = 4,5 cm² ; A max = 4%*30*30= 36 cm²

III.6.6.6. Vérification de compression dans la bielle de béton

a = min [b-c-2 = 25,5 ; 0.9*d =24,75] = 24,75cm

$Vu \leq 0{,}4\left(\frac{\text{fc28}}{\gamma\text{b}}\right)\text{b0}.a$

$20{,}95 \leq 0{,}4\left(\frac{25}{1{,}5}\right) \times 300 \times 247{,}5 = 495\ KN$ ……CV

3,39 cm² ≥($\frac{20{,}95\times1{,}15}{400}$) =0,06cm²

III.6.6.7. Vérification de l'effort tranchant

Les étapes des calcules dans annexe F

Tableau III.39 : Vérification de l'effort tranchant.

Section	T (kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X30	20,95	0,25	3,33	**Condition vérifier**

Armatures transversales

a. Diamètre des armatures transversales Øt: [Art A.6.4.2]

Les étapes des calcules dans annexe F

Tableau III.40 : Détermination des Armatures transversales.

T_u (kN)	τu (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification	at	At	Øt	A_t
20,95	0,25	3,33	CV	0,79	1,58	10	4HA8=2,01

III.6.6.8. Vérification au voisinage de l'appui

$$\overline{\sigma m}=\frac{2*Vu}{a*b0}=\frac{2\times20,95}{247,5\times300}\times10^3=0,56MPA$$

$$\overline{\sigma m}=\left(\frac{0,8.\,fc28}{\gamma s}\right)=\frac{0,8*25}{1,15}=17,39\ MPA$$

σm = 0,56 MPA $\leq \overline{\overline{\sigma m}}$ = 17,39 MPA …… Condition vérifiée

III.6.6.9. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L}\geq\frac{1}{16}\quad\rightarrow\quad\frac{30}{435}=0,07\geq\frac{1}{16}=0,0625\text{……..CV}$$

$$\frac{A}{b0*d}\leq\frac{4,2}{fe}\quad\rightarrow\quad\frac{4,52}{30*27,5}=0,0055\leq\frac{4,2}{400}=0,0105\text{……..CV}$$

Donc la flèche est vérifiée.

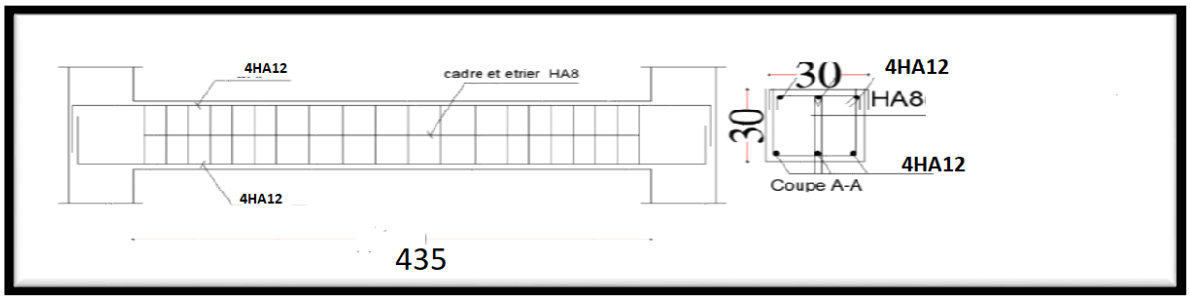


Figure III. 32. Détail de ferraillage de la poutre palière

III.7 Dalle machine

III.7.1 Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de la structure, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des effets de la machine par rapport à la dalle.

III.7.2. Prédimensionnement de la dalle

On a deux conditions à vérifiées :

- Critère de résistance

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Avec Lx : La plus petite portée de la dalle mesurée entre nus des appuis [Lmax=1,60m]

e : l'épaisseur de la dalle. Alors :

$\frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40}$

$\rightarrow \quad 3{,}56\ cm \leq e \leq 4\ cm$

- Condition de L'E.N. A

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine

Soit : e ≥ 25 cm, donc on prend e = 25 cm.

III.7.3 Détermination des charges permanente et charges d'exploitation

On a un seul type d'ascenseurs à étudier.

- Charges permanentes

Tableau III.41: Poids de la machine.

P(KN)								
P1	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**	**P8**	**P9**
8400	3200	200	600	800	1250	700	1100	1000

Poids de la machine supportée : $q = \frac{17300}{3,84} = 4505,21\text{Kg/m2} = 45,05\ \text{KN/m2}$

Poids propre de la dalle = 0,25x25 = 6,25 kN/m².

G = 45,05 + 6,25 = 51,3 kN/m².

Charges d'exploitations

Q = 650 kg /m² = 6,5 kN/m²

Q = 1,85 KN

Tableau III.42: Détermination des charges.

G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Pu (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
51,3	6,5	79,005	57,8

III.7.4 Détermination des sollicitations

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe C) pour la détermination des moments à l'ELU et la méthode forfaitaire (annexe D) pour la détermination des moments à l'ELS.

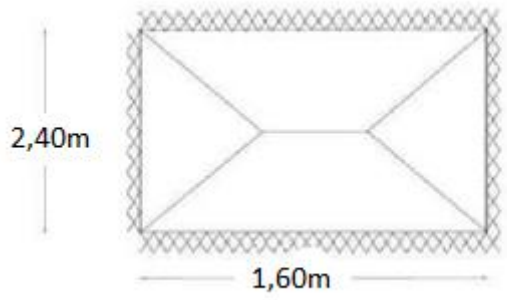


Figure III.33: Les encastrements et les dimensions de la dalle machine.

Calcul des sollicitations :

On a : $\rho = \frac{Lx}{Ly}$; donc la dalle travaille suivant les deux directions

Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- ❖ La méthode forfaitaire : la plus utilisé aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.
- ❖ La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

Hypothèses (ligne de rupture) :

- ❖ La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- ❖ Les lignes de rupture sont des lignes droites.

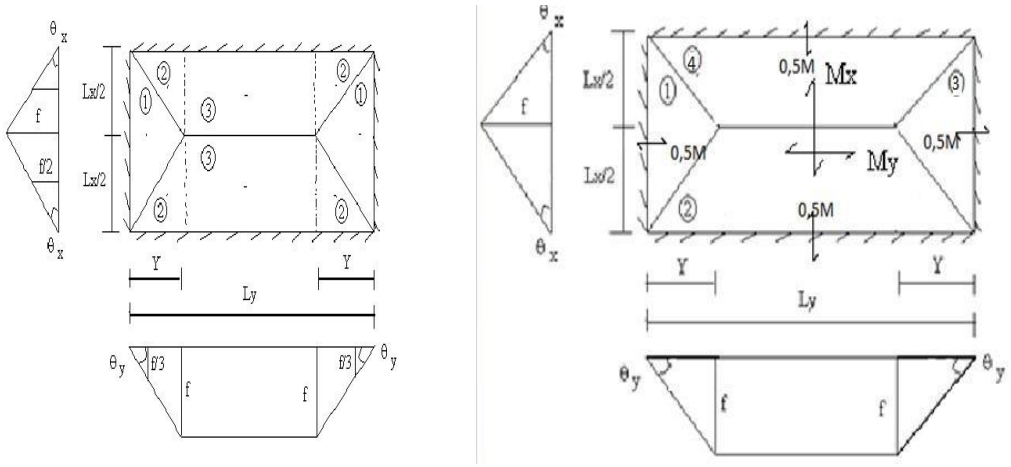


Figure III.34: Les lignes de rupture.

Principe de calcul :

ELU :

- **Les valeurs du travail externe**

$T_{ext}= 2T_{ext\ 1} + 4T_{ext\ 2} + 2T_{ext3}$

$$T_{ext\ 1}=q.f.\left(\frac{1}{6}\ Lx.y\right) = 79{,}005\ .f.\left(\frac{1}{6}\ .1{,}60.y\right) = 21{,}068\ .f.y$$

$$T_{ext\ 2}= q.f.\left(\frac{1}{12}\ Lx.y\right) = 79{,}005\ .f.\left(\frac{1}{12}\ .1{,}60.y\right) = 10{,}534\ .f.y$$

$$T_{ext3} = q.f.\left(\frac{1}{6}\ Lx.Ly - \frac{1}{2}\ Lx.y\ \right) = 79{,}005\ .f.\left(\frac{1}{6}\ .1{,}60\ .2{,}40 - \frac{1}{2}\ 1{,}60.y\ \right)$$

$$T_{ext3} = f(75{,}84 - 63{,}204.y)$$

$$T_{ext}= (151{,}68 - 42{,}136\ \mathrm{y}).f$$

- **Les valeurs du travail interne**

Tint = Text1+Text2+Text3+Text4

Avec :

$Tint_1 = Tint_3$ et $Tint_2 = Tint_4$

Avec

$Tint_1 = Tint_3$ et $Tint_2 = Tint_4$

$Tint_1$=0,5M. Lx. ɵy + M .Lx. ɵy ɵy=tg ɵy=$\frac{f}{y}$

$Tint_1$=1,5. M. Lx. $\frac{f}{y}$

$Tint_1$=1,5. M. $f.\frac{Lx}{y}$ = M. $f.\frac{2,4}{y}$

$Tint_2$=M. Ly. ɵx +0.5 M .Ly. ɵx ɵx=tg ɵx= $2\frac{f}{Lx}$

$Tint_2$ = 3. M. $f.\frac{Ly}{Lx}$ = M. $f.\frac{7,2}{1,6}$

$T\text{int} = M\left(3\frac{Lx}{y} + 6\frac{Ly}{Lx}\right).f = M\left(\frac{4,8}{y} + \frac{14,4}{1,60}\right)f$

- **Principe du travail virtuel**

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

$$(151,68 - 42,136\,y).f = M\left(\frac{4,8}{y} + 10,29\right)f$$

$$M = \frac{(151,68 - 42,136\,y)}{\left(\frac{4,8}{y} + 10,29\right)}$$

Pour déterminer " y " on dérive " M " par rapport à " y ".

$$\frac{dM}{dy} = -433,579y^2 - 404,596y + 728,064 = 0$$

⇒ y=0,911m ⇒ M=7,282 (KN.m)

Mu=7,282 (KN.m) ⇒ Mt= 7,282(KN.m)

Ma=3,641(KN.m)

ELS :

Calcul pour la méthode forfaitaire.

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,60}{2,40} = 0,67$$

0,67 > 0,4 donc la dalle travaille suivant les deux directions.

$\mu x = 0.0556 \quad ; \ \mu y = 0.8074$

$Mxser = \mu x.Pser.lx^2 = 0.0556 \times 57{,}8 \times 1.60^2 = 8{,}227 \ (KN.m)$

$Myser = \frac{Pser.ly^2}{8} = \frac{57{,}8 \times 2{,}40^2}{8} = 41{,}616 \ \ (KN.m)$

$Mtx = 0.75.Mx = 6{,}170 \ \ (KN.m)$

$Mty = 0.75.My = 31{,}212 \ \ (KN.m)$

$Max = May = -0.5.Mx = -4{,}114 \ (KN.m)$

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible

Les données sur les Tableau III.4.5 (les dalle pleine)

Øp ≤ h /10 = 15/10 =1.5 cm

On adopte alors Øx = Øy = 12 mm = 1.2cm

Hauteurs utiles : $\begin{cases} dx=h-e-Øx/2=11{,}9 \text{ cm} \\ dy =dx-((Øx+ Øy)/2)=10{,}7 \text{ cm} \end{cases}$

Tel que : $\mu = \frac{Mu}{\delta b.b.d^2}$ et $A = \frac{Mu}{\delta b.d.\beta}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau III.43: Calcul des sections d'acier de la dalle.

		Mu (KN.m)	**μ**	**β**	**A (Cm²)**	**A' (Cm²)**	**Amin (Cm²)**	**A choisit (Cm²)**
Sens x	**En Travée**	7,282	0,036	0,982	1,79	0	2,5	5HA10 =3.93cm²
	En Appuis	3,641	0,018	0,991	0,89	0	2,5	5HA10 =3.93cm²
Sens Y	**En Travée**	7,282	0,037	0,981	1,99	0	2,5	5HA10 =3.93cm²
	En Appuis	3,641	0,022	0,989	0,99	0	2,5	5HA10 =3.93cm²

- **Condition de non fragilité :** Amin=B/1000=25*100/1000=2.5cm²

Donc on adopte les sections : $\begin{cases} Ax = 4\Phi 10 = 3{,}14cm^2 \\ Ay = 4\Phi 10 = 3{,}14cm^2 \end{cases}$

- **Condition d'espacement :**

St=Min[2h=30cm,22cm] = 22cm

On prend : S=25cm

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Tableau III.44: Vérification au cisaillement.

	Suivant X	**Suivant y**
V	$\frac{P \times Lx \times Ly}{2 \times \text{Ly} + \text{Lx}} = \frac{79{,}005 \times 1.60 \times 2.40}{2 \times 2.40 + 1.60}$ $= 47{,}403KN$	$\frac{P \times Lx \times Ly}{3 \times \text{Ly}} = \frac{79{,}005 \times 1.60 \times 2.40}{3 \times 2.40}$ $= 42{,}136KN$
$\boldsymbol{\tau_u}$	$\frac{47{,}403 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.211MPa$	$\frac{42{,}136 \times 10^3}{1000 \times 215} = 0.196MPa$
$\boldsymbol{\bar{\tau_u}}$	$\frac{0.07 \times fcj}{\gamma b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16\ MPa$	
$\boldsymbol{\tau_u \leq \bar{\tau_u}}$	**Condition vérifiée**	**Condition vérifiée**

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.7.5 vérification à L'ELS :

Tableau III.45: Vérification à l'E.L.S.

	Suivant X		**Suivant y**	
	M_t	**M_a**	**M_t**	**M_a**
M_{ser}(kN.m)	6,170	4.114	31,212	4.114
$\boldsymbol{\bar{\sigma_b}(MPa)}$	15,000			
y1 (cm)	3,202	3,202	3,010	3,010
IG (cm^4)	4801,63	4801,63	3788,08	3788,08
$\boldsymbol{\sigma_b(MPa)}$	0, 411	0,274	2,84	0,327
$\boldsymbol{\sigma_b \leq \bar{\sigma_b}}$	**Condition Vérifiée**		**Condition Vérifiée**	

III.7.6 vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$Mx=Pu\times Lx^2/8 = 79{,}005\times 1.60^2/8 = 25{,}28$ (KN.m)

$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{(20\,Mx)}$ → 0.094 ≥ 0,012 …… **Vérifiée**

$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35}$ → 0.094 ≥ 0.03 à 0.02 ……. **Vérifiée**

$\rho = \frac{At}{(b\times d)} \leq \frac{2}{fe}$ → 0.0031≤ 0.005 …….. **Vérifiée**

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.7.7 vérification de non poinçonnement :

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$Qu \leq 0.045\times Uc\times h\times Fcj/\gamma b$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Qu= 84 KN, $\gamma_b = 1.5$, $f_{cj} = 25$ MPa , h = 15 cm

Uc = 2(u + v) ⟶ u= a + 2(e + h/2) ⟶ v = b + 2(e + h/2)

Uc = 2 (a+b) + 8e + 4h

Avec : a=b=e=0

Uc=4h=60 cm

Qu = 84 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =675 KN…… **(Condition vérifie)**

CHAPITRE IV :

Etude dynamique

IV.1. Introduction

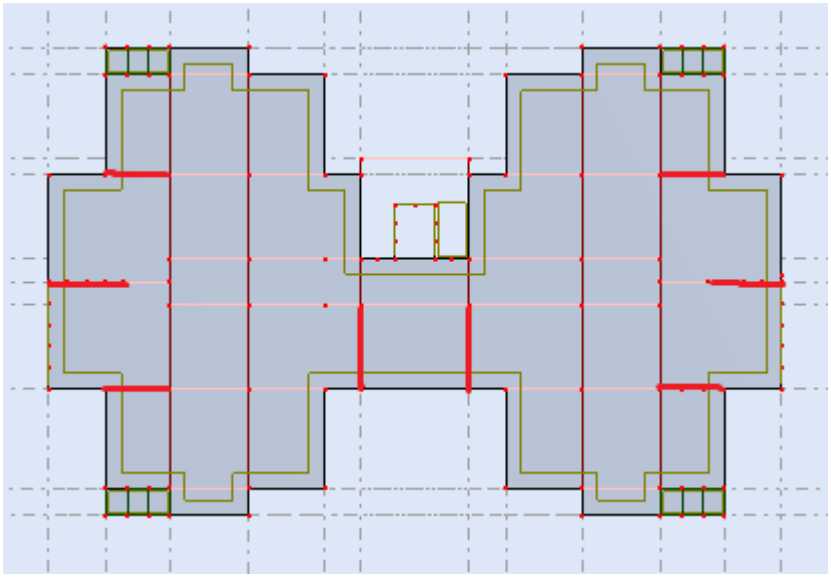
L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, Pour cela on procède à l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure. Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes « RPA99v2003 ».

IV.2 Disposition des voiles

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcul «Robot 2015» des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la Torsion au niveau du premier mode.

Comme le RPA imposé une certaine disposition de voiles afin de coutre carré la force Sismique par leur inerties ce pendeur ou procède à distance les voiles a égales distance par Rapport à l'axe de symétrie et cela nous permet d'équilibre la structure et de la rendre Acceptable point de vue souplesse.

- Les Dispositions des voiles proposées



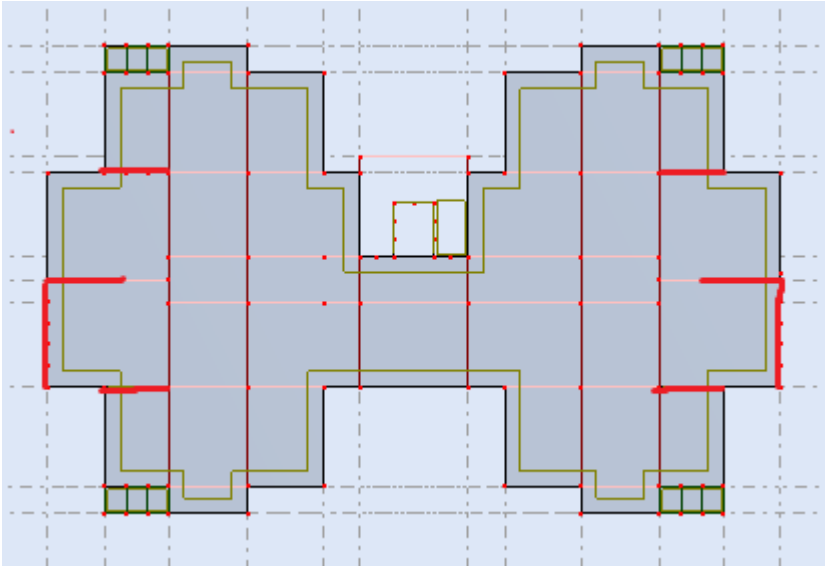


Figure IV.1: Les Dispositions des voiles proposées

IV.3 Choix de la méthode de calcul « RPA99V2003 Article 4.1.2 »

Le bâtiment ayant une configuration irrégulière, situé en (zone III), appartient au (groupe d'usage 2) et dépasse le (17 mètres) en hauteur. La méthode statique équivalente n'est pas applicable et on utilise donc la méthode modale dynamique spectrale. Le RPA exige une disposition des voiles en conséquence.

IV.4 Modélisation « RPA99V2003 Article 4.3.2.B »

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel (3DDL), encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres des gravités des planchers.

La modélisation et le calcul se fait par le logiciel d'analyse structurelle : « ETABS V21.0.0 ».

IV.5 Caractéristiques dynamiques

IV.5.1 Centre de masse

Les masses sont considérées comme concentrées (infiniment rigide) au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (Poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…).

$$X_G = \frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i} \qquad Y_G = \frac{\sum W_i \times Y_i}{\sum W_i}$$

IV.5.2 Centre de rigidité

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte des éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de rotation par rapport à axe vertical. Pour diminuer la distance entre les deux axes qui présente une rotation du plancher par conséquent on envisage une disposition de refends en béton armé avec interaction des portiques comme système de contreventement.

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}}, \qquad Y_R = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Tableau IV.1: Centre de masse et de centre de rigidité.

Niveau (m)	Poids et centre de masse			Rigidités et centre de rigidité	
	Poids	X_G (m)	Y_G (m)	X_R (m)	Y_R (m)
24,48	3543,19	4,48	9,39	4,67	9,48
21,42	2506,02	4,60	9,29	4,68	9,52
18,36	2520,87	4,67	9,34	4,68	9,52
15,3	4891,19	4,67	9,30	4,67	9,53
12,24	2520,87	4,67	9,34	4,67	9,52
9,18	2520,87	14,67	9,34	14,68	9,52
6,12	2520,87	14,67	9,34	14,68	9,52
3,06	4891,19	14,67	9,30	14,68	9,53

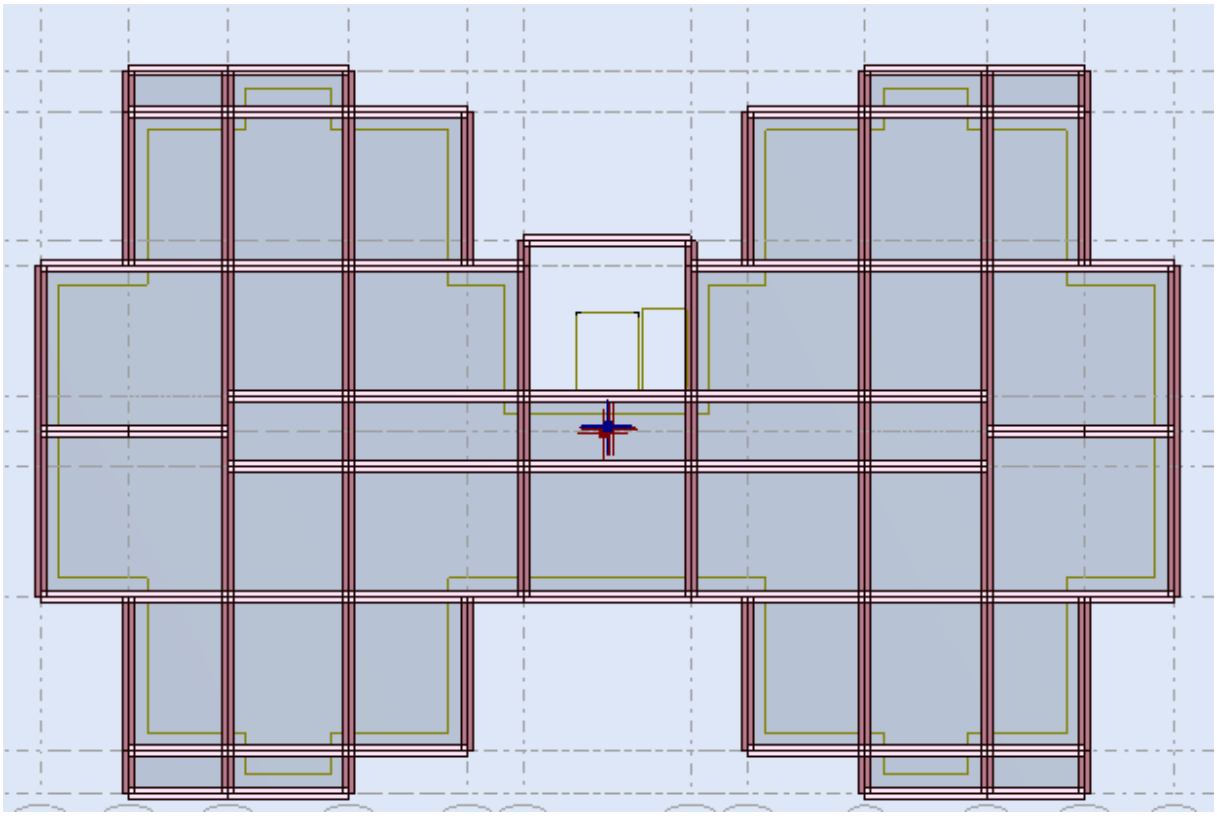


Figure IV.2. La disposition de centre de masse et centre de torsion

IV.5.3 Excentricité théorique et admissible « RPA99V2003 Article 3.5.1.a2»

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

- **Dimensions du bâtiment :**

Longueur du bâtiment = 29,35m. Largeur du bâtiment = 18,71m.

- **Excentricité admissible :**

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 4,40 m. Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 2,81m.

Tableau IV.2: Excentricité théorique et admissible.

Niveau (m)	**Théorique + accidentelle**		**admissible**		$E_x \leq \overline{E_x}$ $E_y \leq \overline{E_Y}$
	$E_X=\|X_R- X_G\|$ (m)	$EY= \|Y_R-Y_G\|$ (m)	$\overline{E_x}=15\%L_X$ (m)	$\overline{E_Y}=15\%L_Y$ (m)	**Vérification**
24,48	1,47	0,94	4,40	2,81	**Condition Vérifiée**
21,42	1,47	0,94	4,40	2,81	**Condition Vérifiée**
18,36	1,47	0,94	4,40	2,81	**Condition Vérifiée**
15,3	1,47	0,94	4,40	2,81	**Condition Vérifiée**
12,24	1,47	0,94	4,40	2,81	**Condition Vérifiée**
9,18	1,47	0,94	4,40	2,81	**Condition Vérifiée**
6,12	1,47	0,94	4,40	2,81	**Condition Vérifiée**
3,06	1,47	0,94	4,40	2,81	**Condition Vérifiée**

IV.5.4 Spectre de réponse « RPA99V2003 Article 4.3.3 »

Données:

Zone	:	@VAL(ZoneRPA99)@
Usage	:	2
Assise	:	S1
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	3.500
Amortissement	:	X = 7.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} =$ 0.882

A = 0.250

$T_1 =$ 0.150 $T_2 =$ 0.300

- Selon RPA version 2003 : [Art 4.2.3] (1)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3 \text{ sec} \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T > 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :
A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage,
Pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) A = 0.25

IV.5.4.1. Facteur de correction d'amortissement η

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$

ξ = 7% tableau 4.2 → η = 0.882

IV.5.4.2. Facteur de qualité Q « RPA99Version 2003 Tableau 4.4»

Le facteur de qualité est égal à l'unité additionné à la somme de six pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non **:**

$$Q=1+\Sigma Pq$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.3: détermination du facteur de qualité Q.

	Critère	**Suivant X**		**Suivant Y**	
		Observe	Valeur	Observe	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2	Redondances plan	Non	0,05	Non	0,05
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

Qx= 1 +0,05+0,05+0,05 =1,15 Qy= 1 +0,05+0,05+0,05 =1,15

IV.5. 5. Justification du coefficient de comportement « RPA99 Version 2003 Tableau 4.3.A.2»

Conformément à cet article, ce bâtiment doit vérifier les conditions suivantes :
Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.
Donc :

R = 3,5 (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).

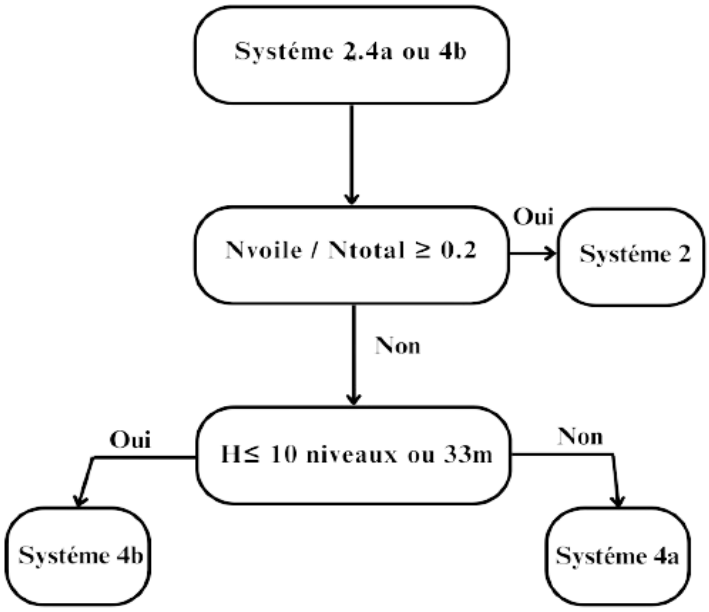


Figure VI.3 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voile.

$\frac{Nvoile}{Ntotal} = \frac{22406.46}{105896.7} = 0.21 \geq 0.2$ Donc : système 2 (voiles porteurs)

→ R=3.5

IV.5.6 Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99v2003 exige les vérifications suivantes :

❖ Analyse modale :

- Comportement modal.
- Participation massique (dissipation d'énergie).

❖ Analyse statique et dynamique :

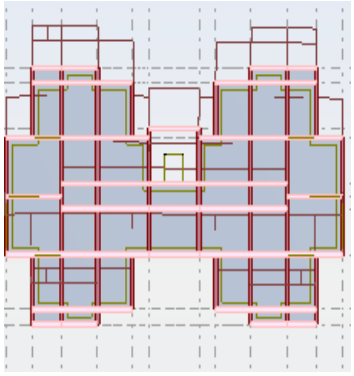
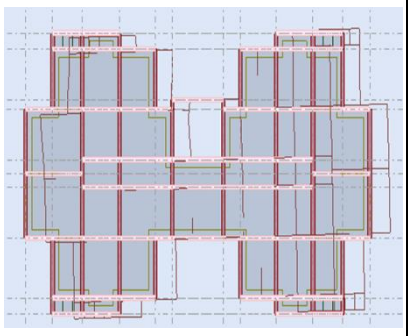
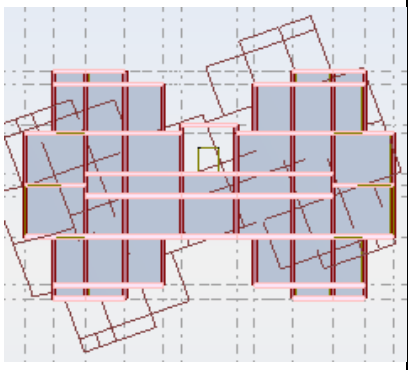
- **Stabilité de la structure :**
  - Vérification de la force sismique à la base.
  - Vérification de la stabilité au renversement.
  - Vérification du déplacement en tête.
  - Vérification des déplacements inter-étage.
  - Vérification de l'effet P-Δ.
- **Résistance des éléments.**
  - Vérification de la contrainte tangentielle de cisaillement des éléments.
  - Vérification des contraintes normales de compression.

IV.6. Résultats des analyses dynamiques

IV.6.1. Analyse modale « Art 4.3.4 RPA99v2003 »

IV.6.1.1. Comportement modal de la structure

Tableau IV.4: Comportement des trois premiers modes.

Modes	**Mode 1 / T1 = 0,54 s**	**Mode 2 / T2 = 0,47 s**	**Mode 3 / T3 = 0,38 s**
Sens	Participation massique	Participation massique	Participation massique
Suivant X	0,01 %	64,57%	3,76%
Suivant Y	66,36%	0,01%	0,05%
Autour de Z	0,00 %	0,00 %	0,00 %
Comportment			
	Translation suivant (Y)	Translation suivant (X)	Rotation autour de (Z)

IV.6.1.2 Participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après « RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a ».

Tableau IV.5: Participation massique.

Mode	Période (sec)	Cumulé des masses modales effectives (%)		
		Suivant (X)	Suivant (Y)	Autour de (Z)
13	0,07	82,41%	**90,03%**	11,64%
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
22	0,06	87%	94,55%	20,44%
23	0,06	**91,59**%	94,55%	20,88%

❖ **Commentaire**

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 23^{éme} mode suivant l'axe (X).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 13^{éme} mode suivant l'axe (Y).

- Le nombre des modes retenus : **23 modes.**
- Le temps des modes retenus : 3.1

IV.6.2. Analyse statique et dynamique

IV.6.2.1. Vérification de la force sismique à la base « RPA99v2003 Art 4.3.6 »

La résultante des forces sismiques à la base 'Ed' obtenue par la combinaison des valeurs Modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente 'V' :

$$\frac{E_d}{V} \geq 80\%$$

La force sismique totale 'V' doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule imposée par « RPA99v2003 Art 4.2.3 » :

$$V_X = \frac{A \times D_X \times Q_X}{R} W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} W$$

Avec :

- **A :** coefficient d'accélération de zone. **A = 0,25**
- **D :** facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & \text{pour : } 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour : } T_2 \le T \le 3\text{sec} \\ 2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour : } T \ge 3\text{sec} \end{cases}$$

T_2**= 0,3 s** , tableau 4.7 (avec site S_1).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \longrightarrow \eta = 0{,}882$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3,5

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T_X = \frac{0.9Xhn}{\sqrt{D}} \longrightarrow Tx = \frac{0.9\times 24.48}{\sqrt{29.35}} = 0{,}41s \ ; \ Ty = \frac{0.9\times 24.48}{\sqrt{18.71}} = 0{,}51$$

$\longrightarrow$ $D_x = 1{,}79$; $D_y = 1{,}55$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3,5

Q : Facteur de qualité. Qx = Qy = 1,15

W : Poids total de la structure

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$, $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$, avec $\beta = 0{,}20$ « RPA99v2003 Tableau 4.5 ».

Tableau IV.6: Les valeurs de la force sismique.

A	**D_x**	**D_y**	**R**	**Q_x**	**Q_y**
0,25	1,79	1,55	3,5	1,15	1,15
W (KN)		**V_x (kN)**		**V_y (kN)**	
25915,08		3810,44		3299,55	

Tableau IV. 7 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	Ed(kN)	**V (kN)**	$\frac{E_d}{V}$	$\frac{E_d}{V} \ge 0,8$
Sens X	2982,73	3810,44	0,78	**Condition Non vérifiée**
Sens Y	2804,25	3299,55	0,850	**Condition vérifiée**

Pour la direction (x) la condition n'est pas vérifiée, donc il faut augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Ed.

0.8Vx / Edx= 1,022

C'est-à-dire on remplace le coefficient'1'de la force sismique suivant la direction x (Edx) dans la combinaison, par le coefficient'1,022'.

IV.6.2.2 Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation, et le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. La structure est stable au renversement si :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$$

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} \cdot h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} \cdot h_i$$

Avec :

F_{ix}, F_{iy} : Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

$$\mathbf{F_{ix}} = \frac{\mathbf{W_i \times h_i}}{\sum \mathbf{W_i \times h_i}} (\mathbf{E_{dx}}) \quad ; \quad \mathbf{F_{iy}} = \frac{\mathbf{W_i \times h_i}}{\sum \mathbf{W_i \times h_i}} (\mathbf{E_{dy}})$$

h_i : La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i . X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i . Y_G$$ Avec

:

X_G . Y_G : Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i : La masse du plancher de chaque niveau

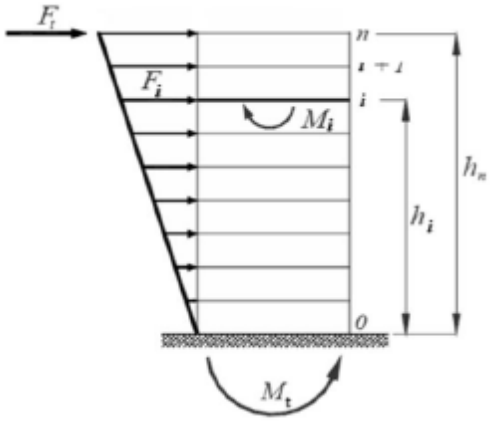


Figure IV.4. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

Tableau IV.8: Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

Moment de renversement		**Moment de stabilité**	
MR = Σ Mri = Σ hi. Fi		**MS = Σ Msi = Σ XGi.Wi**	
Mrx (kN.m)	56896,81	**Mry (kN.m)**	51944,91
Msx (kN.m)	384838,938	**Msy (kN.m)**	242305,998
Msx / Mrx	6,76	**Msy / Mry**	4,66
$\frac{M_{SX}}{M_{RX}} \geq$ **1,5**	**Condition Vérifiée**	$\frac{M_{SY}}{M_{RY}} \geq$ **1,5**	**Condition Vérifiée**

❖ **Commentaire**

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

IV.6.2.3 Vérification du déplacement en tête « RPA99V2003 Article 4.4.3 »

Pour le calcul des déplacements en tête on suppose notre structure comme une console encastré à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console. **[Art B.6.5.3]** (2)

Avec: $\delta_{adm} = \frac{h}{250}$

δ_{adm} : Déplacement admissible de la structure.

h : La hauteur totale des étages . δ réel $\leq \delta_{adm}$

Tableau IV.9.Vérification déplacement en tête.

	δ (cm)	**R**	$R \times \delta$ **(cm)**	$\delta_{adm} = \frac{h}{250}$**(cm)**	$R \times \delta \leq$ **δadm**
δx	1.513	3.5	5,297	9.79	**Vérifiée**
δy	1. 549	3.5	5,421	9.79	**Vérifiée**

❖ **Commentaire**

Le déplacement en tête de la structure soit inferieure ou déplacement admissible.

IV.6.2.4 Vérification des déplacements inter-étages « RPA99V2003 Article 4.4.3 »

On doit vérifier les conditions suivantes :

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R.\ \delta_{ek}$$

Avec :

δ_k : Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau ki par rapport au niveau ki-1 (inter-étage) est égal à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon l'article 5.10 de le RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

$\Delta_{adm} = 0.01 h_e$

h_e : La hauteur d'étage.

Tableau IV.10: Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	**H_e (m)**	**δ_x (Cm)**	**R. δ_x (Cm)**	**Δ_x (Cm)**	**Δad (m)**	**$\Delta_k \leq \Delta$adm**
24,48	3,06	1,513	5,297	0,714	0,0306	**Condition Vérifiée**
21,42	3,06	1,309	4,583	0,712	0,0306	**Condition Vérifiée**
18,36	3,06	1,106	3,871	0,790	0,0306	**Condition Vérifiée**
15,3	3,06	0,880	3,081	0,825	0,0306	**Condition Vérifiée**
12,24	3,06	0,645	2,256	0,778	0,0306	**Condition Vérifiée**
9,18	3,06	0,422	1,478	0,699	0,0306	**Condition Vérifiée**
6,12	3,06	0,223	0,779	0,526	0,0306	**Condition Vérifiée**
3,06	3,06	0,072	0,252	0,252	0,0306	**Condition Vérifiée**

Tableau IV.11: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	H_e (m)	δ_y (Cm)	R. δ_y (Cm)	Δ_y (Cm)	Δadm (m)	$\Delta_k \leq \Delta$adm
24,48	3,06	1,549	5,421	0,864	0,0306	**Condition Vérifiée**
21,42	3,06	1,302	4,557	0,828	0,0306	**Condition Vérifiée**
18,36	3,06	1,165	3,729	0,815	0,0306	**Condition Vérifiée**
15,3	3,06	0,833	2,914	0,793	0,0306	**Condition Vérifiée**
12,24	3,06	0,606	2,121	0,726	0,0306	**Condition Vérifiée**
9,18	3,06	0,399	1,395	0,681	0,0306	**Condition Vérifiée**
6,12	3,06	0,204	0,714	0,479	0,0306	**Condition Vérifiée**
3,06	3.06	0,067	0,235	0,235	0,0306	**Condition Vérifiée**

❖ **Commentaire**

Les déplacements et les déformations inter-étages sont inférieurs aux valeurs admissibles.

IV.6.2.5. Vérification du cisaillement des éléments

IV.6.2.5.1. Poutres « C.B.A93 Article A.5.1 »

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 .d} \qquad \tau \leq \bar{\tau}$$

$\bar{\tau}$ = Min [0.20 x $F_{c28/}$ γ_b ; 5 MPa] $fissuration$ est $peu\ nuisible$.

$\bar{\tau}$ = Min [0.15 x $F_{c28/}$ γ_b ; 4 MPa] $fissuration$ est $préjudiciable$.

Tableau IV.12: Vérification du cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u (KN)	Combinaison	Type de fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
PP	30×40	124,905	G+Q+Edx	Fissuration peu nuisible	1.11	3,33	**Condition Vérifiée**
PS	30 ×30	89,973	G+Q+Edy	Fissuration peu nuisible	1.09	3,33	**Condition Vérifiée**
P Palière	30 x30	29,878	G+Q+Edy	Fissuration peu nuisible	0.36	3,33	**Condition Vérifiée**
Chinage	30 ×30	31,254	G+Q+Edx	Fissuration peu nuisible	0,38	3,33	**Condition Vérifiée**

❖ **Commentaire**

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.6.2.5.2. Les poteaux « RPA99V2003 Article 7.4.3.2 »

D'appris « RPA99v2003 Article 3.4.b » On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toute foi, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$\bar{\tau} = \rho \times Fc28$ Avec : $\rho = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$ $\lambda = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7 \times H}{a}$

Tableau IV.13. Vérification du cisaillement des éléments suivant l'axe X

Section	b(cm)	h(cm)	T (kN)	Combinaison	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Vérification
Pot50*50	50	50	40,156	G+Q+Edx	0.17	1.875	**Vérifiée**
Pot45*45	45	45	47,067	G+Q+Edx	0.25	1.875	**Vérifiée**
Pot40*40	40	40	66,417	G+Q+Edx	0.44	1.875	**Vérifiée**
Pot35*35	35	35	34,048	G+Q+Edx	0.30	1.875	**Vérifiée**

Tableau IV.14.Vérification du cisaillement des éléments suivant l'axe Y

Section	b (cm)	h (cm)	T (kN)	Combinaison	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	vérification
Pot50*50	50	50	14,554	G+Q+Edy	0.06	1.875	**Vérifiée**
Pot45*45	45	45	28,750	G+Q+Edy	0.15	1.875	**Vérifiée**
Pot40*40	40	40	34,412	G+Q+Edy	0.23	1.875	**Vérifiée**
Pot35*35	35	35	19,437	G+Q+Edy	0.17	1.875	**Vérifiée**

❖ **Commentaire**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.6.2.5.3. Voiles « RPA99V2003 Article 7.7.2 »

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de L'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%. La contrainte de cisaillement est égale.

$$\tau = \frac{1.4\, v_u}{b.d}$$

Avec :

Vu : L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile.

d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale : $\bar{\tau}$ = 0,2. fc28

Tableau IV.15.Vérification de cisaillement des voiles suivant X.

Voile	B (cm)	L(m)	$\|V_u\|$(KN/ml)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
VA	15	2.55	3,230	G+Q+Edx	0,013	5	**Vérifiée**
VB	15	2.55	0,741	G+Q+Edx	0,003	5	**Vérifiée**
VC	15	2.55	2,160	G+Q+Edx	0,009	5	**Vérifiée**
VD	15	2.55	0,857	G+Q+Edx	0,003	5	**Vérifiée**
VE	15	3	4,699	G+Q+Edx	0,016	5	**Vérifiée**
VF	15	3	2,011	G+Q+Edx	0,007	5	**Vérifiée**
VG	20	1.6	10,151	G+Q+Edx	0,05	5	**Vérifiée**

Tableau IV.16.Vérification de cisaillement des voiles suivant Y.

Voile	b (cm)	L(m)	$\|V_u\|$(KN/ml)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
V1	15	4.275	2,126	G+Q+Edy	0,005	5	**Vérifiée**
V2	15	4.275	9,916	G+Q+Edy	0,024	5	**Vérifiée**
V3	20	2.175	9,483	G+Q+Edy	0,034	5	**Vérifiée**
V4	20	2.175	6,249	G+Q+Edy	0,022	5	**Vérifiée**

IV.6.2.6 Vérification de l'effort normal réduit « RPA99V2003 Article 7.1.3.3 »

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile dans les poteaux sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \chi f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.17: Vérification de l'effort normal réduit suivant x

b (cm)	h (cm)	Combinaison	Nd (kN)	ν	[ν]	vérif.
50	50	G+Q+Edx	1215,49	0,19	0,3	oui
45	45	G+Q+Edx	975,63	0,19	0,3	oui
40	40	G+Q+Edx	583,24	0,15	0,3	oui
35	35	G+Q+Edx	142,47	0,05	0,3	oui

Tableau IV.18 : Vérification de l'effort normal réduit suivant y

b (cm)	h (cm)	Combinaison	Nd (kN)	ν	[ν]	vérif.
50	50	G+Q+Edy	1063,14	0,17	0,3	oui
45	45	G+Q+Edy	836,77	0,17	0,3	oui
40	40	G+Q+Edy	505,55	0,13	0,3	oui
35	35	G+Q+Edy	126,69	0,04	0,3	oui

- **Commentaire**

Les poteaux à la base sont justifiées suffisantes pour équilibres les contraint normale de compression (l'effort normal réduit), donc garde les sections des poteaux

IV.6.2.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ « RPA99v2003 Article 5.9 »

L'effet de P-Δ peuvent être négligé si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0{,}10$$

Et la valeur de 'Vk' est calculée par la formule suivante :

$$V_K = \frac{P_K h_i}{\sum P_K h_i} E_d$$

P_K : Poids du niveau "k" et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_K: Effort tranchant de l'étage au niveau "k".

Δ_K: Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_i: Hauteur de l'étage "k".

Tableau IV.19: Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions (X) et (Y).

h_i (m)	P_k (KN)	Δkx (Cm)	Δky (Cm)	Vkx (KN)	Vky (KN)	h_k Cm	θkx	θky	$\theta \leq 0.1$
3,06	-25412	0,21	0,245	3188,38	2920,85	306	0,005	0,007	**Condition Vérifiée**
6,12	-20612	0,438	0,5	3043,63	2757,9	306	0,01	0,012	**Condition Vérifiée**
9,18	-18140	0,581	0,71	2903,6	2651,59	306	0,012	0,016	**Condition Vérifiée**
12,24	-15668	0,647	0,758	2715,45	2473,31	306	0,012	0,014	**Condition Vérifiée**
15,3	-13196	0,686	0,827	2462,59	2241,93	306	0,012	0,016	**Condition Vérifiée**
18,36	-8399,7	0,657	0,851	1831,92	1690,99	306	0,01	0,014	**Condition Vérifiée**
21,42	-5927,8	0,592	0,864	1461,77	1346,59	306	0,008	0,012	**Condition Vérifiée**
24,48	-3474,7	0,593	0,901	986,39	892,3	306	0,007	0,011	**Condition Vérifiée**

❖ **Commentaire :**

L'effet de P-Δ est négligeable dans notre structure.

IV.7 Conclusion

Eléments		**Section initiale (cm^2)**	**Section choisie**
Poutres Principales (X)		30×40	**30× 40**
Poutres Secondaires (Y)		30×30	**30× 30**
Poutre palière		30×30	**30× 30**
Longrines		30×30	**30× 30**
Poteaux	**7^{eme} étage**	35x35	**35x35**
	4^{eme};5^{eme} et 6^{eme} étage	40x40	**40x40**
	1^{er} ;2^{eme} ; 3^{eme} étage	45x45	**45x45**
	Sous-sol ; RDC	50x50	**50x50**

CHAPITRE V :

Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements **CBA93** et **RPA99 version2003** en utilisant leurs combinaisons.

• Combinaisons données par leCBA93

○ ELS (situation durable) : G + Q

○ ELU (situation durable) : 1.35G + 1.5Q

○ ELU (situation accidentelle) : G + Q ± E

• Combinaisons données par le RPA99 version2003

○ G + Q ± E ; 0.8G ± E

V.2. Ferraillage des poutres

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres porteuses, poutres non porteuses).

V.2.1. Recommandation des règlements

V.2.1.1. Armatures longitudinales

Selon le règlement RPA Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par :

- = 0.5% (b x h) = 0.005x (30x40) = 6.00 cm^2
- = 0.5% (b x h) = 0.005x (30x30) = 4.5 cm^2

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

➢ Poutre de section (30x40) :

$$\begin{cases} 4\% \ en\ zone\ courante \\ 6\% \ en\ zone\ nodale \end{cases}$$

$$Asmax = 0.04(30 \times 40) = 48\ cm^2$$

$\longrightarrow \{ \; Asmax = 0.06(30 \times 40) = 72\ cm^2$

- Poutre de section (30x30) :

$$\begin{cases} 4\%\ en\ zone\ courante \\ 6\%\ en\ zone\ nodale \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} Asmax = 0.04(30 \times 30) = 36\ cm^2 \\ Asmax = 0.06(30 \times 30) = 54\ cm^2 \end{cases}$$

V.2.1.2. Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At = 0.003.St. b

Avec :

b : Largeur de la poutre

St : Espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} St = \dfrac{h}{2} & en\ zone\ courant\ . \\ St = \min\left(\dfrac{h}{4}\ ;\ 12\ \phi_t\right) & en\ zone\ nodal\ . \end{cases}$$

V.2.2. Ferraillage longitudinal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence FeE400. Dans notre projet on a les cas de poutres :

- (b x h) = (**30 x 40**) cm² : poutre principale (porteuse)
- (b x h) = (**30x 30**) cm² : poutre secondaire (non porteuse)
- (b x h) = (**30x 30**) cm² : poutre de chainage

Tableau V.1: La section calculée et choisie d'armatures des poutres.

Elément	**b×h (cm²)**	**Mt (kN.m)**	**Combinaison**	**At (cm²)**	**Ma (kN.m)**	**Combinaison**	**Aa (cm²)**
PP	30x40	80,72	ELU	9,7	165,36	G+Q-Edx	17,8
PS	30x30	52,39	ELS	8,7	70,74	G+Q-Edx	10,1
CH	30x30	39,38	G+Q+Edy	3,8	63,40	G+Q-Edy	6,3

Tableau V.2 : La section choisie d'armatures des poutres.

Section b×h(cm²)	Section calculée		Section choisie	
	At(cm²)	Aa (cm²)	At (cm²)	Aa (cm²)
PP(30x40)	9,7	17,8	4HA14+3HA14=10,78	6HA16+3HA16=18,09
CH (30x30)	3,8	6,3	3HA14= 4,62	3HA14+ 2HA14= 7,7
PS (30x30)	8,7	10,1	4HA14+2HA14= 9,24	4HA16+3HA14= 10,78

V.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
- Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier :$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$,$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$, $\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$

Avec :$\sigma b = \frac{Mser}{I} y$; $\overline{\sigma b}$= 0,6 × F**c28** si F**c28** = 25 MPa donc $\overline{\sigma b}$= 15 MPa.

$\sigma s = \frac{15(d-y)}{I} \leq \overline{\sigma s}$; $\overline{\sigma s} = Min[\frac{2}{3} Fe , 110\sqrt{\eta \times Ftj}\,]$ F**c28** = 25 et Fe = 400 MPa

$\overline{\sigma s} = 201.63\ MPa$

Tableau V. 3 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

Section (cm²)	Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σs (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	Vérification
PP (30x40)	Travée	58,54	10,78	8,1	15	185,5	201,63	C.V
	Appui	-151,10	18,09	13,7	15	29,32	201,63	C.V
PS (30x30)	Travée	96,612	9,24	12,6	15	196,7	201,63	C.V
	Appui	-25,044	10,78	13,8	15	34,12	201,63	C.V
CH (30x30)	Travée	15,06	4,62	4,8	15	162	201,63	C.V
	Appui	-30,59	7,7	8,2	15	55,98	201,63	C.V

♦ **Section minimale**

○ Amin =0.5% b. h (cm²) « RPA99V2003 Article 7.5.2.1 »

○ $section\ tendue$: $Atmin$ = 0.1% b. h (cm²) « C.B.A93 Article B.6.

Tableau V.4 : Vérification de section d'armatures.

Section (cm²)	Position	A (cm²)	$A_{mintotale}$(cm²)		Condition
			CBA	RPA	
30x40	Travée	10,78	1,2	6	C.V
	Appui	18,09	1,2	6	C.V
30x30	Travée	9,24	0,9	4,5	C.V
	Appui	10,78	0,9	4,5	C.V
30x30	Travée	4,62	0,9	4,5	C.V
	Appui	7,7	0,9	4,5	C.V

V.2.4.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 .d}$

Tableau V.5.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Poutres	Vu (kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
PP (50*30)	124,905	1.11	3.33	Vérifiée
PS (30*30)	89,973	1.09	3.33	Vérifiée
CH (30x30)	31,254	0.38	3.33	Vérifiée

V.2.5. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

$\emptyset_t \leq \text{Min}\ [\ \frac{h}{35};\frac{b}{10}\ ;\ \emptyset_l\ ]$ **selon leCBA93 :[ArtA.6.4.2]**

D'après RPA 99 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003\,b \\ S \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} \text{ et } 12\varphi\right) \quad : Zone\ nodale \\ S' \leq \frac{h}{2} : Zone\ courant \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.k)}{0.9.f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \leq \text{Min}(0.9d ; 40cm) \\ \frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4\text{MPa} \end{cases}$$

Tableau V.6. Calcul des armatures transversales et leur espacement.

Elément		$A_{t\text{choisie}}$ **(cm²)**	**CBA 93**	**RPA 99**		**$S_{t\ adopté}$ (cm)**	
Section	τ_u **(MPa)**		**S_t (cm)**	**S (ZN) (cm)**	**S' (ZC) (cm)**	**S (ZN) (cm)**	**S' (ZC) (cm)**
PP (30*40)	1.11	**4Ø 8 = 2.01**	40	9.6	20	9.6	20
PP (30*30)	1.09	**4Ø 8 = 2.01**	24	9.6	15	9.6	15
CH (30x30)	0.38	**4 Ø 8 = 2.01**	24	9.6	15	9.6	15

V.2.6.Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes **:**

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :$M_t = K \times M_0$; K : est un coefficient réducteur (0. 75≤ K ≤ 0.85), on prend K = 0.75.

Tableau V.7.Vérification de la flèche des poutres.

Section	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0\, d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0\, d} < \frac{4.2}{f_e}$
PP (30*40)	0.092	0.063	**Vérifiée**	0.092	0.075	**Vérifiée**	0.0089	0.011	**Vérifiée**
PS (30*30)	0.075	0.063	**Vérifiée**	0.075	0.075	**Vérifiée**	0.010	0.011	**Vérifiée**
CH (30x30)	0.075	0.063	**Vérifiée**	0.075	0.074	**Vérifiée**	0.0047	0.011	**Vérifiée**

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

.

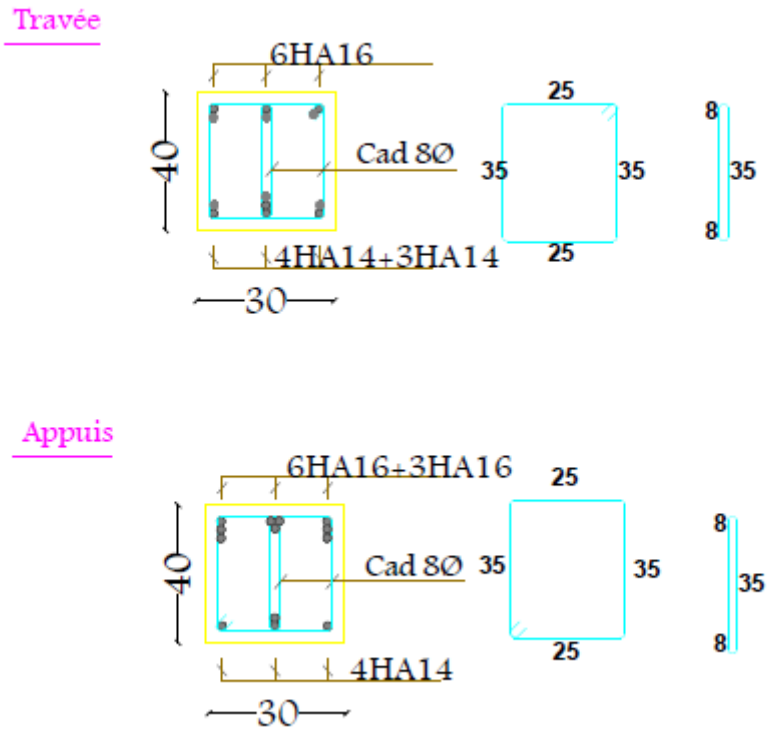


Figure V.1: Disposition des armatures des poutres principales (30x40)

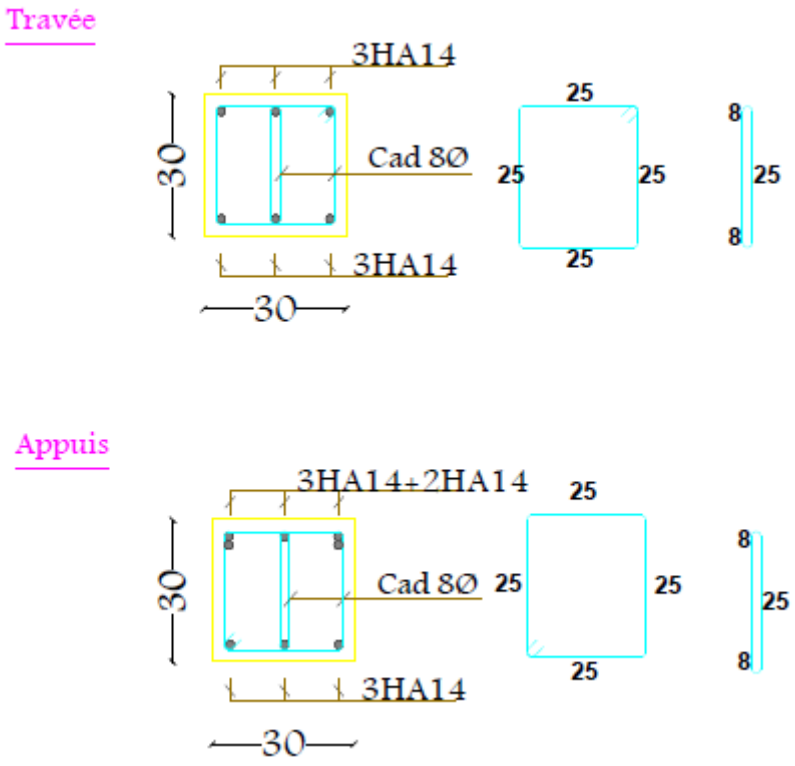


Figure V.2: Disposition des armatures des poutres Chinage (30x 30)

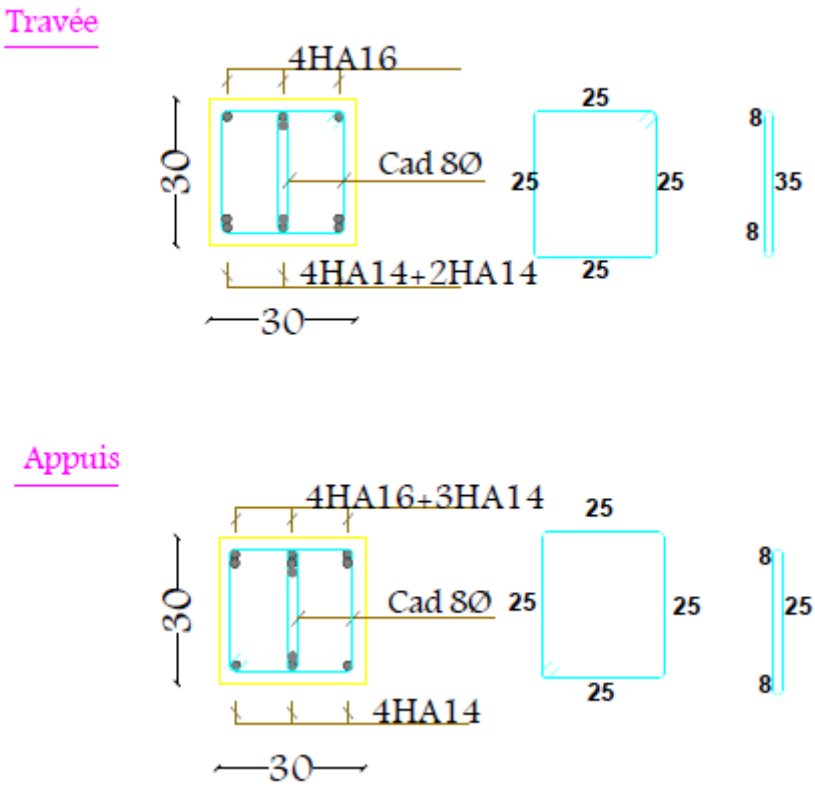


Figure V.3: Disposition des armatures des poutres secondaires (30x 30)

V.3.Ferraillage des poteaux

V.3.1. Introduction

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de Ferraillage se fait en flexion composée déviée (N, M_x, M_y).

V.3.2. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC

V.3.2.1. Recommandations selon les règlements

- **Selon le CBA 93 :**

$$A_l = \min \begin{cases} 4cm^2 \text{ pour un metre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 0.5\% \qquad B: \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

- **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**(1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 3\%$ En zone courante.

$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\%$ En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser **:** 20cm en zone III.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

  h_e **:** La hauteur d'étage.

- La Zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h.

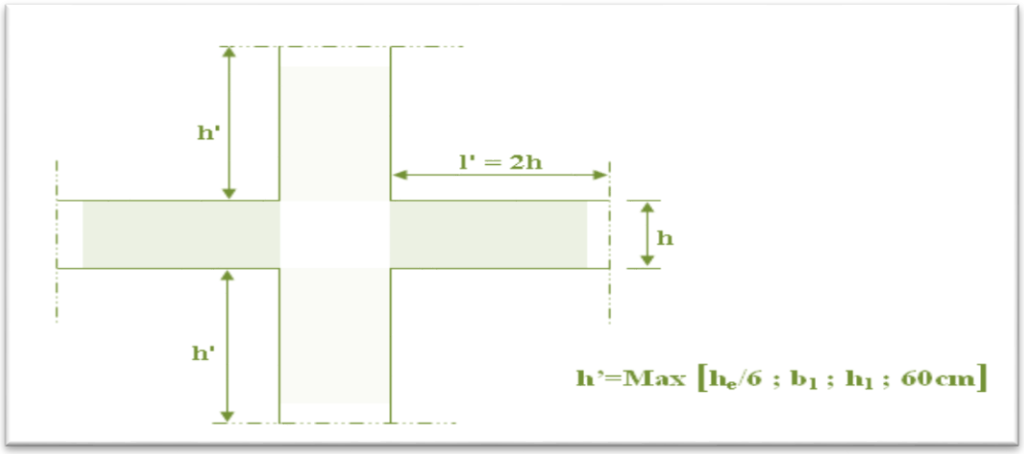


Figure V.4. Définition de la zone nodale dans les poteaux.

V.3.2.2.Sollicitations extrêmes de ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivants :

- N_{max} et $M_{x\ correspondant}$ et $M_{ycorrespondant}$.
- N_{min} et $M_{x\ correspondant}$ et $M_{ycorrespondant}$.
- M_{xmax} et $M_{\ ycorrespondant}$ et $N_{correspondant}$.
- M_{ymax} et $M_{\ xcorrespondant}$ et $N_{correspondant}$.

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans les tableaux suivant :

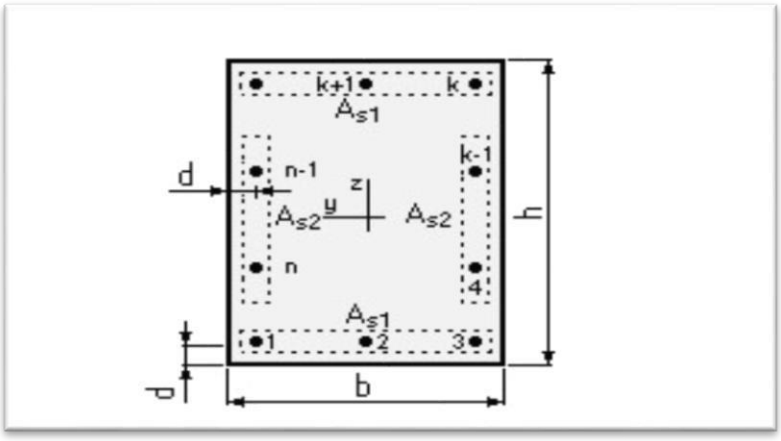


Figure V.5. La section des poteaux.

Tableau V.8: La section d'armatures des poteaux.

Dim	Cas	Comb	N	M_{YCorr}	$M_{X\ Corr}$	As1	As2	A_{min}(RPA)	A choisie
			Kn	kN.m	kN.m	cm²	cm²	cm²	cm²
50x50	Nmax->Mcorr	ACC	784,386	-0,17	-52,13	3	3	22,50	12HA16= 24,13
	Mmax ->Ncorr	ACC	946,859	-64,06	-1,77	3	3		
	Nmin ->Mcorr	ELU	1491,636	35,38	1,57	3	3		
45x45	Nmax ->Mcorr	ACC	371,424	5,18	67,55	2,3	2,3	18,23	12HA14= 18,47
	Mmax ->Ncorr	ACC	535,291	-90,22	-6,86	2,3	2,3		
	Nmin ->Mcorr	ELU	1175,794	64,98	4,42	2,3	2,3		
40x40	Nmax ->Mcorr	ACC	270,966	80,03	5,86	1,8	1,4	14,4	8HA12+4HA14= 15,20
	Mmax ->Ncorr	ACC	124,252	-4,98	-65,18	1,8	1,4		
	Nmin ->Mcorr	ACC	-106,244	27,12	-4,76	1,8	1,4		
35x35	Nmax ->Mcorr	ACC	116,305	-73,01	-4,70	3,6	2,8	11,025	8HA14= 12,32
	Mmax ->Ncorr	ACC	75,694	5,52	83,75	3,6	2,8		
	Nmin ->Mcorr	ACC	-7,306	20,65	-8,74	3,6	2,8		

V.3.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

- ✓ Pour la fissuration peu nuisible : σb≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa.
- ✓ Pour la fissuration préjudiciable: σb≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa.

Et σs≤ [σs]=201.63MPa

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 9.Vérification des armatures à ELS des poteaux

Dim	Cas	N (KN)	$M_{Y\ corr}$ (KN.m)	$M_{X\ corr}$ (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s ' (MPa)	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
50x50	Nmax->Mcorr	1081,174	25,64	1,14	5,2	/	74,8	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	1081,174	-51,02	-3,39	6,4	/	89,5	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	225,355	-5,32	-0,30	1,1	/	15,6	Vérifiée
45x45	Nmax ->Mcorr	852,495	47,08	3,20	7	/	95,2	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	852,495	47,08	3,20	7	/	95,2	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	-53,479	-15,98	12,32	4,2	161,3	36,3	Vérifiée
40x40	Nmax ->Mcorr	516,938	36,51	2,83	6,5	/	84,9	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	317,050	44,72	2,54	7,6	75,1	87,4	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	-1,162	-10,79	-13,97	5,5	161,3	50,5	Vérifiée
35x35	Nmax ->Mcorr	129,389	33,54	0,54	7,2	137,2	69,6	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	129,389	-42,41	1,92	8,8	161,3	96,1	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	26,627	-10,55	-6,55	4,1	80,2	42,4	Vérifiée

V.3.3 Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le « RPA99V2003 Article7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \times S_t \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

Tu : Effort tranchant.

ρa : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2,50 si : $\lambda \geq 5$

3,75 si : $\lambda < 5 \; ; \lambda = \frac{L_f}{i}$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10cm \\ Min\left[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right] \end{cases}$$

ϕ_l: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1: Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}3\% \; si: \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}3\% \; si: 5 \geq \lambda \geq 3$$

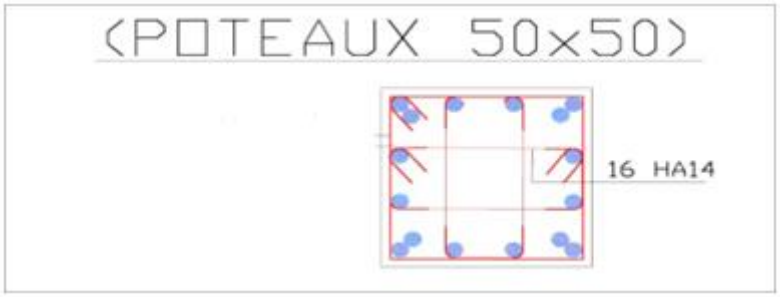
$$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}8\% \; si: \lambda \leq 5$$

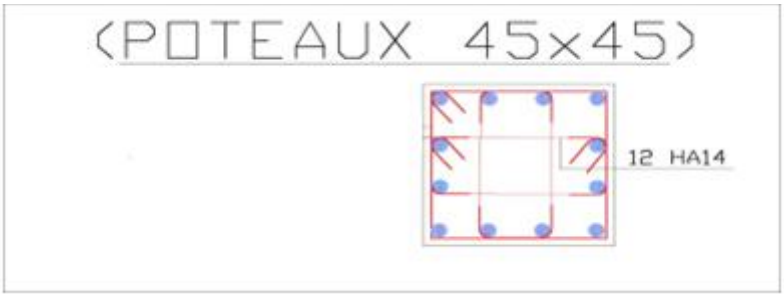
Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc : $\lambda > 5$ pour tous les poteaux $\Rightarrow A_t = A_{t\,min} = 0{,}003 \times t \times b_1$

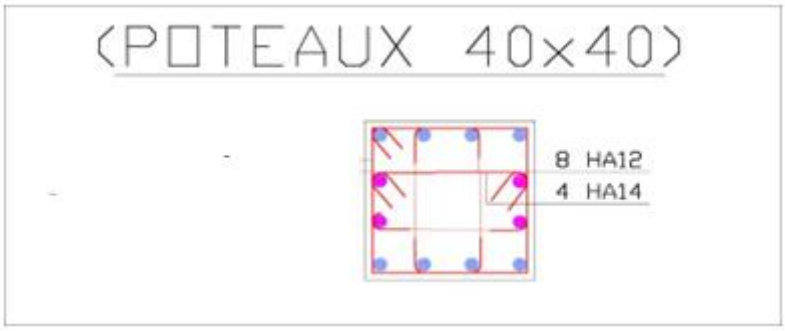
Tableau V.10: La section d'armateures transversales des poteaux

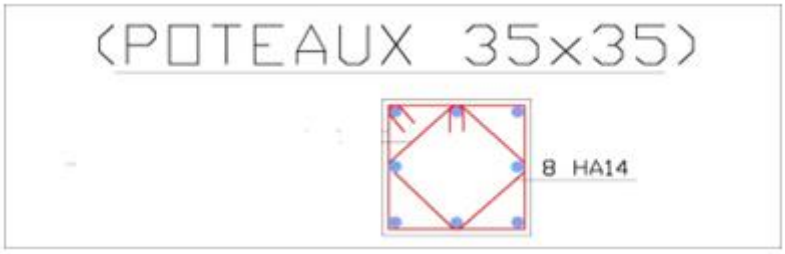
Etage	**Section**	**Zone**	**t (cm)**	$\boldsymbol{At\ ch(cm2)}$
RDC, 1ér	50x50	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
1éme,2éme et 3éme	45x45	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
4éme,5éme et 6éme	40x40	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
7éme	35x35	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01

V.3.4 Coupe de ferraillage des poteaux :









V.4. Ferraillage des Voiles

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchant ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet on a des voiles pleins. Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des forces.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), le ferraillage des trumeaux sera calculé par la méthode des forces (comme les voiles pleins), et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou bien en traction/compression.

V.4.1 Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales

Nous utilisons la méthode des forces pour le calcul de ferraillages.

Section minimale et maximales Selon le RPA2003 Article 7.7.4.1

Av = 0,2%Bt	Bt : La section horizontale tendue de voile.
Av = 0,15%B	B : La section globale de voile.
Av = 0,1%Bc	Bc : La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0{,}1\% \leq \frac{2 \times A_y}{a \times B_t} \leq 0{,}5\% \quad \Rightarrow A_V \geq 0{,}1\% Bt$$

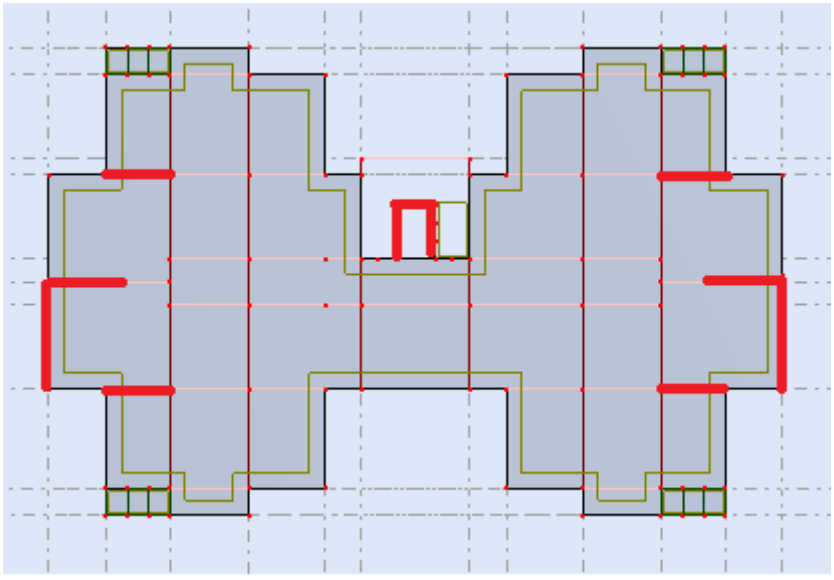


Figure V.7 Disposition des voiles (vue en plan)

Tableau V.11 : La section calculée d'armatures verticales des voiles.

Voile	L (cm)	b (cm)	L/10 (cm)	N (KN)	M (KN.m)	Cas	Acalculé (cm^2)	A' calculé (cm^2)
VA	255	15	25.5	-115,453	71,817	S.P.C	3,825	0,00
VB	255	15	25.5	-95,367	87,770	S.P.C	3,825	0,00
VC	255	15	25.5	334,270	45,489	S.P.C	3,825	0,00
VD	255	15	25.5	-46,141	120,601	S.P.C	3,825	0,00
VE	300	15	30	-142,163	73,880	S.P.C	4,5	0,00
VF	300	15	30	1627,027	49,048	S.P.C	4,5	0,00
VG	160	20	16	88,914	61,620	S.P.C	3,2	0,00
V1	427.5	15	42.75	1249,799	-15,390	S.P.C	6,4125	0,00
V2	427.5	15	42.75	-270,993	892,475	S.P.C	6,4125	0,00
V3	217.5	20	21.75	1028,144	132,776	S.P.C	4,35	0,00
V4	217.5	20	21.75	-98,423	45,440	S.P.C	4,35	0,00

S.P.C : Section partiellement comprimée

Tableau V.12 : La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Voile	Acalculé (cm^2)	Achoisie (cm^2)	St (m)	Acourante choisie	St (m)	Av globale
VA	3,825	2x(4HA12) =9,04	13	2x(14HA12) =31,67	26	40,71
VB	3,825	2x(4HA12) =9,04	13	2x(14HA12) =31,67	26	40,71
Vc	3,825	2x (4HA12) =9,04	13	2x(14HA12) =31,67	26	40,71
VD	3,825	2x (4HA12) =9,04	13	2x(14HA12) =31,67	26	40,71
VE	4,5	2x(5HA12) =11,3	12	2x(18HA12) =40,72	24	52,02
VF	4,5	2x(5HA12) =11,3	12	2x(18HA12) =40,72	24	52,02
VG	3,2	2x(4HA12) =9,04	8	2x(14HA12) =31,67	16	40,71
V1	6,4125	2x(6HA12) =13,58	15	2x(22HA12) =49,76	30	63,34
V2	6,4125	2x(6HA12) =13,58	15	2x(22HA12) =49,76	30	63,34
V3	4,35	2x(5HA12) =11,3	9	2x(18HA12) =40,72	18	52,02
V4	4,35	2x(5HA12) =11,3	9	2x(18HA12) =40,72	18	52,02

V.4.1.2. Vérification des contraintes normales à L'ELS

Tableau V.13 : Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	N (KN)	M (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma s'$ (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	$\sigma s \leq \overline{\sigma s}$ $\sigma b \leq \overline{\sigma b}$
VA	237,943	1,87	0,6	15	00	8,7	201,63	**Condition vérifier**
VB	240,071	1,97	0,6	15	00	8,8	201,63	**Condition vérifier**
Vc	286,579	1,59	0,7	15	00	10,5	201,63	**Condition vérifier**
VD	243,547	1,47	0,6	15	00	8,9	201,63	**Condition vérifier**
VE	194,550	0,31	0,4	15	00	6	201,63	**Condition vérifier**
VF	193,726	0,46	0,4	15	00	6	201,63	**Condition vérifier**
VG	182,377	1,10	0,5	15	00	8,2	201,63	**Condition vérifier**
V1	29,412	0,75	00	15	00	0,7	201,63	**Condition vérifier**
V2	28,791	0,37	00	15	00	0,6	201,63	**Condition vérifier**
V3	57,545	4,81	0,2	15	00	2,9	201,63	**Condition vérifier**
V4	47,610	4,88	0,2	15	00	2,5	201,63	**Condition vérifier**

V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC

$$\tau = \frac{Vu}{b * d} \quad ; \quad \text{Vu=1,4× T}$$

Tableau V.14 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	L (cm)	b (cm)	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
VA	255	15	617,521	1,63	5	Condition vérifiée
VB	255	15	575,182	1,52	5	Condition vérifiée
VC	255	15	642,437	1,70	5	Condition vérifiée
VD	255	15	617,234	1,63	5	Condition vérifiée
VE	300	15	515,392	1,24	5	Condition vérifiée
VF	300	15	631,392	1,52	5	Condition vérifiée
VG	160	20	417,161	1,32	5	Condition vérifiée
V1	427.5	15	753,212	2,05	5	Condition vérifiée
V2	427.5	15	1558,156	2,44	5	Condition vérifiée
V3	217.5	20	477,830	1,11	5	Condition vérifiée
V4	217.5	20	514,916	1,20	5	Condition vérifiée

V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est d'équilibrer l'effort tranchant dans le voile.

Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b

Ah = Max $\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0,15\%. a. h_e\}$

Le calcul d'At et d'espacement se fait selon l'annexe E.

Tableau V. 15 : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	Avglobale (cm^2)	Ahcal (cm^2)	Sthchoisie (cm)	Ahchoisie(cm^2)
VA	40,71	27,14	15	**2x (19HA12) = 42.96**
VB	40,71	27,14	15	**2x (22HA14) = 67,74**
VC	40,71	27,14	15	**2x (22HA14) = 67,74**
VD	40,71	27,14	15	**2x (22HA14) = 67,74**
VE	52,02	34,68	15	**2x (22HA14) = 67,74**
VF	52,02	34,68	15	**2x (22HA14) = 67,74**
VG	40,71	27,14	15	**2x (22HA14) = 67,74**
V1	63,34	42,23	15	**2x (22HA14) = 67,74**
V2	63,34	42,23	15	**2x (22HA14) = 67,74**
V3	52,02	34,68	15	**2x (22HA14) = 67,74**
V4	52,02	34,68	15	**2x (22HA14) = 67,74**

Armatures d'attache

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers d'attache (épingles) dont le diamètre des armatures, $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \emptyset_v/3$**,** $\emptyset_v$ 3, $\emptyset$v étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile « RPA2003v99 Article 7.7.4.3 ».

V.4.2. Coupe de ferraillage des voiles

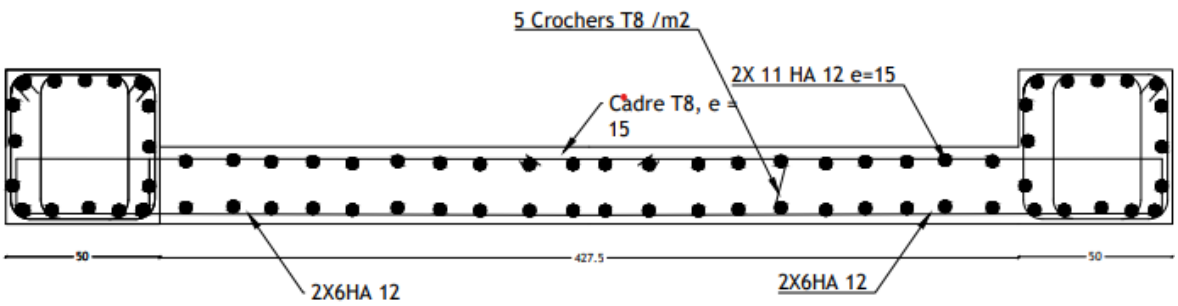


Figure V.8.Détail de ferraillage des voiles.

CHAPITRE VI :

Etude de l'infrastructure

I.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage. Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Connaissance du site et du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature rocheuse calcaire.
- De faible a forte humidité et de faible a forte compacité. (W % = 7,56 %).
- De Moyenne cohésion. (c = 1,00 bars).
- L'angle de frottement est de (φ =50°).
- Le PH est proche de la neutralité. (8,14)
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle (0 %).
- Le taux de carbonates est moyen. (42 %).

VI.3 Etude Préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 2.00 bar, La profondeur d'ancrage de 3,00 m par rapport au niveau du sol. Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant : Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.4. Calcul des semelles isolées

VI 4.1. Dimensionnement des semelles isolées

Le calcul de " A et B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation

D'équilibre Statique : e = $\frac{M}{N} < \frac{B}{6}$

On appelle contrainte moyenne σm, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ2.

$\sigma m = \frac{3\delta 2+\delta 1}{4} = \frac{N}{A\times B}(1+\frac{3\times e0b}{B})$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale alla contrainte admissible du Sol $\bar{\sigma}sol$

$\sigma m < \bar{\sigma}sol \rightarrow \frac{N}{A\times B}\left(1+\frac{3\times e0b}{B}\right) \leq \bar{\sigma}sol$

Si on remplace A par :

$A = (\frac{a}{b})\, B \Rightarrow \frac{N}{A\times B}(1+\frac{3\times e0b}{B}) \leq \bar{\sigma}sol$

Il faut résoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}sol\right] B^3 - N \times B - (3 \times e0b \times N) \geq 0$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

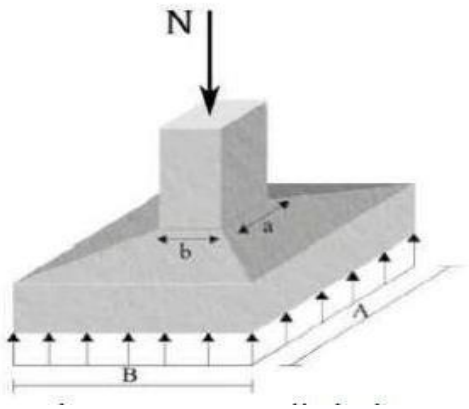
$\left[\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}sol\right] A^3 - N \times A - (3 \times e0b \times N) \geq 0$

- Diagramme trapézoïdale : Diagramme trapézoïdale :

$[\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}sol]\, B^3 - [N] \times B - (3e0b \times N) \geq 0$ (même pour A).

- Diagramme triangulaire :

$[1{,}995\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}sol]\, B^3 - [3{,}99\times \frac{a}{b} \times e0b \times \bar{\sigma}sol]B - [2N] \geq 0$ (même pour A).



Figures VI.1: Semelle isolée.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations et sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées à L'ELS.

Semelle	a=b	N_{Ser} (kN)	M_X (kN.m)	M_Y (kN.m)	Diagramme	A_{cal} (m)	A_{ch} (m)	B_{cal} (m)	B_{ch} (m)	h_{cal} (cm)	h_{ch} (cm)
S1 (D,3)	50	884,362	0,01	8,88	**Trapézoïdale**	2,103	2,2	2,103	2,2	42,5	45
S2 (D,4)	50	717,931	-0,22	7,26	**Trapézoïdale**	1,894	1,9	1,894	1,9	38	40
S3 (C,4)	50	527,800	0,03	6,80	**Trapézoïdale**	1,62	1,7	1,62	1,7	33	35
S4(D,5)	50	718,483	-0,02	9,34	**Trapézoïdale**	1,895	2	1,895	2	40,5	42
S5(C,5)	50	536,524	-0,69	8,19	**Trapézoïdale**	1,64	1,7	1,64	1,7	33	35
S6 (D,6)	50	891,867	0,05	11,06	**Trapézoïdale**	2,11	2,2	2,11	2,2	42,5	45
S7 (F,4)	50	727,419	0,01	2,38	**Trapézoïdale**	1,907	2	1,907	2	40,5	42
S8(F,5)	50	413,558	-0,96	23,99	**Trapézoïdale**	1,437	1,5	1,437	1,5	28	35
S9(G,4)	50	736,873	0,01	0,35	**Trapézoïdale**	1,92	2	1,92	2	40,5	43
S10(G,5)	50	434,108	-0,83	15,20	**Trapézoïdale**	1,47	1,5	1,47	1,5	28	32
S11(I,4)	50	708,345	0,01	13,66	**Trapézoïdale**	1,88	1,9	1,88	1,9	38	45
S12 (I,5)	50	717,375	-0,01	13,82	**Trapézoïdale**	1,89	1,9	1,89	1,9	38	43
S13(J,4)	50	522,220	0,01	13,56	**Trapézoïdale**	1,615	1,7	1,615	1,7	33	38
S14 (J,5)	50	527,380	-0,63	12,73	**Trapézoïdale**	1,62	1,7	1,62	1,7	33	36
S15(I,3)	50	882,117	0,01	18,22	**Trapézoïdale**	2,10	2,2	2,10	2,2	45,5	48
S16(I,6)	50	887,889	0,01	18,65	**Trapézoïdale**	2,106	2,2	2,106	2,2	45,5	47

VI.3.1.2. Vérification de chevauchement entre les semelles isolées à L'ELS

Tableau VI.2. Vérification de chevauchement des semelles isolées.

Semelle	L (m)	A_1 (m)	A_2 (m)	$\frac{A_1+A_2}{2}$ x1.5	$L \geq \frac{A_1+A_2}{2}$ x1.5
S2-S4	1,85	1,9	2	2,925	**Non Vérifiée**
S3-S5	1,85	1,7	1,7	2,55	**Non Vérifiée**
S8-S9	1,85	1,5	2	2,625	**Non Vérifiée**
S11-S12	1,85	1,9	1,9	2,85	**Non Vérifiée**
S13-S14	1,85	1,7	1,7	2,55	**Non Vérifiée**
S15-S16	1,85	2,2	2,2	3,3	**Non Vérifiée**

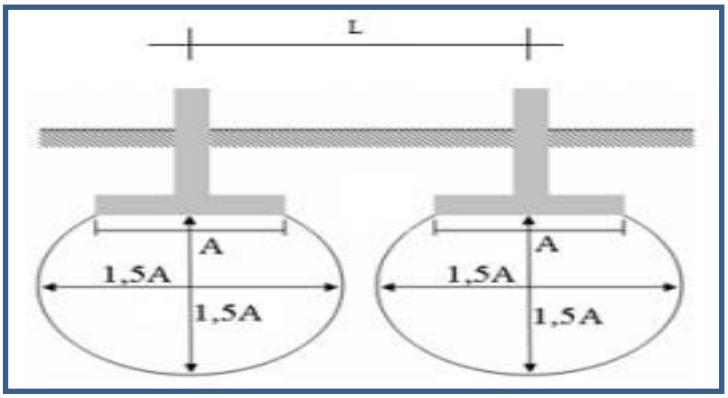


Figure VI.2. Les bulles de pression.

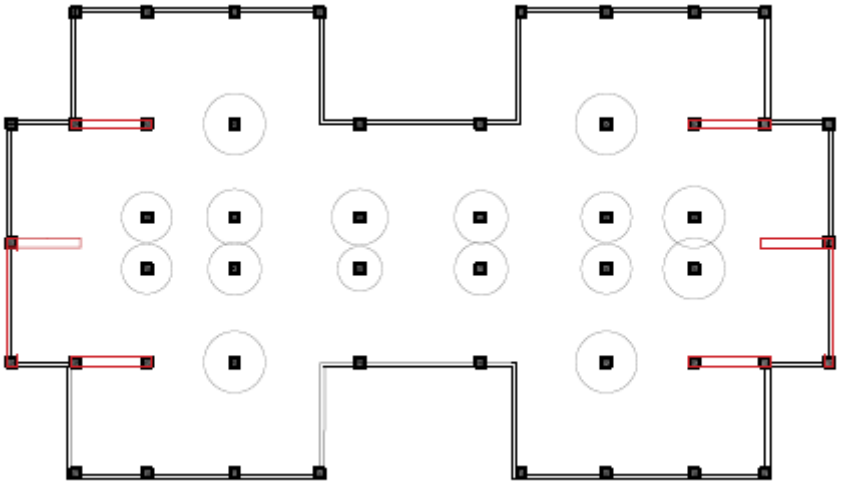


Figure VI.3 : Les bulles de pression sous la semelle.

Remarque

D'après le Figure VI.4, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles.

VI.4.3 Les semelles isolées

S_1 : B choisie= 2,20m A choisie = 2,20m h choisie = 45 m

S_6 : B choisie= 2,20m A choisie = 2,20m h choisie = 45 m

S_{19} : B choisie= 2,20 m A choisie = 2,20 m h choisie =48 m

S_{20} : B choisie= 2,20m A choisie = 2,20m h choisie =47 m

VI.4.4 Vérification de la stabilité au renversement

Tableau VI.3 : Vérification de renversement des semelles isolées.

S	e_{0a} (cm)	e_{0b} (cm)	$^{A}/_{4}(cm)$	$^{B}/_{4}(cm)$	Vérification
S_1	0,001	1,004	55	55	**Oui**
S_6	0,006	1,24	55	55	**Oui**
S_{19}	0,001	2,065	55	55	**Oui**
S_{20}	0,001	2,10	55	55	**Oui**

VI.4.5 Vérification de poinçonnement

$$F \leq Flimite = 0{,}045 * UC * h * \frac{fcj}{\gamma b}$$

Tableau VI.4 : Vérification de poinçonnement des semelles isolées.

S	h	F_{limite} (KN)	Fu (KN)	Vérification
S_6	45	1125	1230,549	Non vérifié

VI.5 Calcul des semelles filantes

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

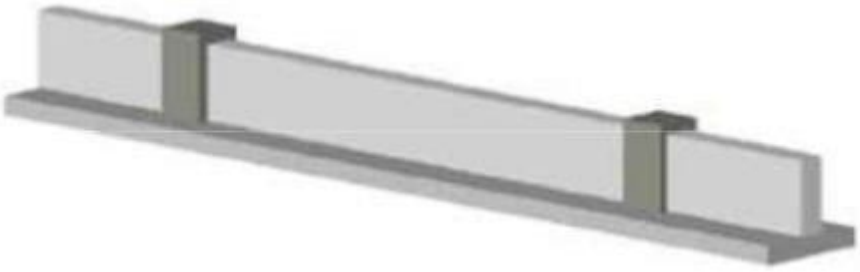


Figure VI.4: Semelle filantes sous voiles.

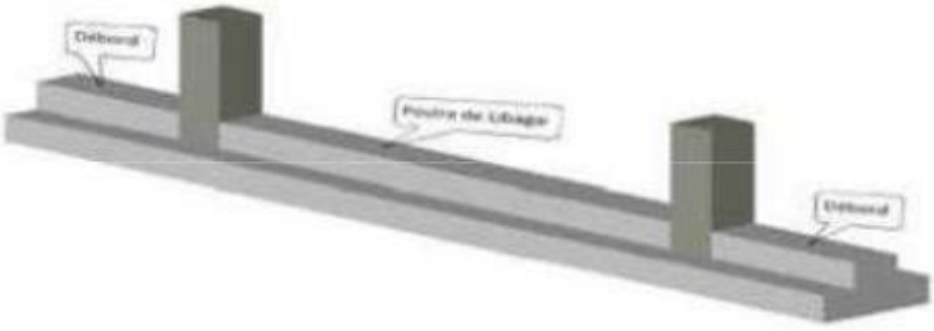


Figure VI.5: Semelle filantes sous plusieurs poteaux.

VI.5.1.Semelle filante sous voiles et poteaux :

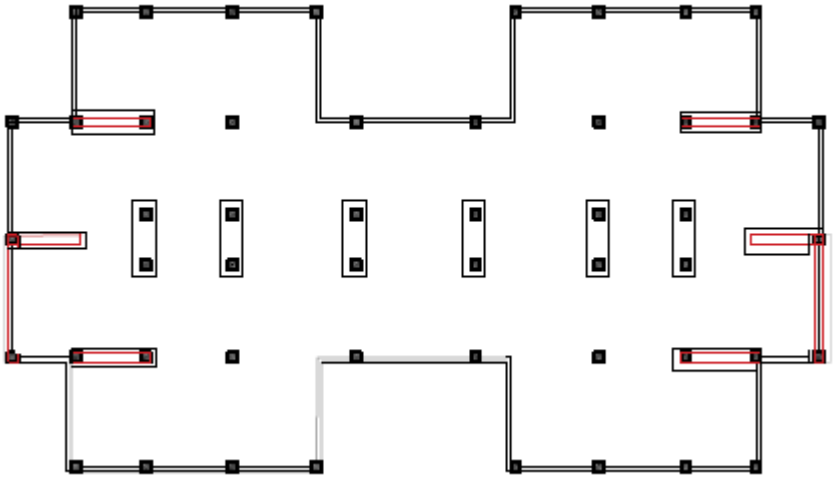


Figure VI.6. Schéma présenté les semelles filantes

VI.5.1.1.Dimensionnement des Semelle filante sous voiles

Tableau VI.5. Dimensionnement des semelles filantes sous voile.

	Semelle	L (m)	N_{ser} (kN/ml)	M_{corr} (kN.m)	B_{calcul} (m)	$B_{choisie}$ (m)	h_{cal} (cm)	h_{cho} (cm)
X	SFv1	2,55	145,074	7,277	0,28	2,9	63	65
	SFv2	2,55	145,521	7,190	2,85	2,9	63	64
	SFv3	2,55	28,670	0,043	0,56	1,1	18	30
	SFv4	2,55	80,710	0,027	1,58	1,6	30,5	35
	SFv5	3	49,450	0,025	0,82	1,3	23	33
	SFv6	3	54,154	0,003	0,9	1,3	23	35

VI.5.1.1.1. Vérifications des de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), 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

$$e0 = \frac{\mathrm{M}}{\mathrm{N}} \leq \frac{B}{4}$$

Tableau VI.6.Vérification de renversement des semelles filantes sous voiles.

Les semelles	N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B (m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	Vérification
SFv1	145,074	7,277	5,02	2,9	72,5	**Vérifiée**
SFv2	145,521	7,190	4,94	2,9	72,5	**Vérifiée**
SFv3	28,670	0,043	0,15	1,1	27,5	**Vérifiée**
SFv4	80,710	0,027	0,033	1,6	40	**Vérifiée**
SFv5	49,450	0,025	0,05	1,3	32,5	**Vérifiée**
SFv6	54,154	0,003	0,005	1,3	32,5	**Vérifiée**

VI.5.1.1.2. Ferraillage de semelles filantes sous voiles

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle à B.

Tableau VI.7. Choix de méthode de calcul.

Les semelles	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e0 = \frac{M_u}{N_u}$	$\frac{B}{18}$(cm)	La Méthode
SFv1	200,138	10,044	5	16,11	Des bielles
SFv2	200,748	9,928	4,9	16,11	Des bielles
SFv3	39,609	0,060	0,15	6,11	Des bielles
SFv4	111,388	-0,038	0,034	8,89	Des bielles
SFv5	68,269	0,035	0,05	7,22	Des bielles
SFv6	74,772	0,004	0,005	7,22	Des bielles

- **Armateurs principales**

Tableau VI.8. Ferraillages des semelles filantes sous voiles.

Les semelles	N_u (kN/ml)	B (m)	A calculée (cm^2)	A choisie (cm^2)	St (cm)
SFv1	200,138	2,9	28,76	18HA14= 29,25	17
SFv2	200,748	2,9	28,43	18HA14=29,25	17
SFv3	39,609	1,1	5,69	6HA12=6.79	16
SFv4	111,388	1,6	16	15HA12=16,96	10
SFv5	68,269	1,3	9,81	9HA12=10,18	15
SFv6	74,772	1,3	10,74	10HA12=11,31	13

- **Les armatures de Répartitions**

Tableau VI.9. Armature de répartitions des semelles filantes sous voiles.

Les semelles	Ab (cm^2)	B (m)	$A_{Rép}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
SFv1	29,25	2,9	19,5	19HA12=21,49	15
SFv2	29,25	2,9	19,5	19HA12=21,49	15
SFv3	6.79	1,1	4,53	6HA12=6,79	20
SFv4	16,96	1,6	11,31	11HA12=12,44	15
SFv5	10,18	1,3	6,79	8HA12=9,05	18
SFv6	11,31	1,3	7,54	8HA12=9,05	18

VI.5.1.2.Dimensionnement des Semelles filante sous plusieurs poteaux

Tableau VI.10. Dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

	Semelle	A (m)	N_{ser} (kN)	M (kN.m)	B_{calcul} (m)	$B_{choisie}$ (m)	h_{cal} (cm)	h_{cho} (cm)
	SFP1	1,85	1064,324	8,19	2,88	2,9	63	65
	SFP2	1,85	1436,414	9,34	3,88	3,9	88	90
	SFP3	1,85	1140,977	-1,16	3,08	3,1	68	70
Y	SFP4	1,85	1170,981	-0,15	3,16	3,2	70,5	71
	SFP5	1,85	1425,72	-5,59	3,85	3,9	88	90
	SFP6	1,85	1049,9	-5,27	2,84	2,9	63	65

VI.5.1.2.1.Vérifications des de la stabilité au renversement

$$e0 = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Tableau VI.11.Vérification de renversement des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Les semelles	N_{ser} (kN)	Mser (KN/m)	e0 (cm)	B (m)	$\frac{B}{4}$(cm)	Vérification
SFp1	1064,324	8,19	0,77	2,9	72,5	**Vérifiée**
SFP2	1436,414	9,34	0,65	3,9	97,5	**Vérifiée**
SFP3	1140,977	-1,16	0,10	3,1	77,5	**Vérifiée**
SFP4	1170,981	-0,15	0,01	3,2	80	**Vérifiée**
SFP5	1425,72	-5,59	0,39	3,9	97,5	**Vérifiée**
SFP6	1049,9	-5,27	0,50	2,9	72,5	**Vérifiée**

VI.5.1.2.2.Vérification de poinçonnement de semelle sous plusieurs poteaux.

On vérifiée :

$$Fu \leq \text{FLimite} = 0.045 \cup c.h \frac{fcj}{\gamma b}$$

Tableau VI.12.Vérification de poinçonnement.

La semelle filant	h	F_U	F_{limite}	Vérification
	90	2015.598	2150,12	**Vérifiée**

VI.5.1.2.3.Ferraillage de semelles filantes sous plusieurs poteaux

La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Tableau VI.13. Choix de méthode de calcul.

Les semelles	N_u (kN)	M_u (kN.m)	$e^0=\frac{Mu}{Nu}$(cm)	$\frac{B}{18}$(cm)	La Méthode
SFp1	740,117	11,31	1,53	16,11	Des bielles
SFP2	2015.598	7.92	0,38	21,67	Des bielles
SFP3	1141.320	6.8	0,60	17,22	Des bielles
SFP4	1884.152	-8.44	0,45	17,78	Des bielles
SFP5	989,703	-7,73	0,78	21,67	Des bielles
SFP6	727,488	-7,27	1	16,11	Des bielles

- **Armateurs principales**

Tableau VI.14. Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux**.**

Les semelles	N_u (kN)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
SFp1	740,117	2,9	10,63	12HA14=18,47	25
SFP2	2015.598	3,9	28,96	20HA14=30,79	20
SFP3	1141.320	3,1	16,40	16HA14=24,63	20
SFP4	1884.152	3,2	27,07	20HA14=30,79	16
SFP5	989,703	3,9	14,22	16HA14=24,63	25
SFP6	727,488	2,9	10,45	12HA14=18,47	24

- **Les armatures de Répartitions**

Tableau VI.15. Armature de répartitions des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Les semelles	Ab (cm^2)	B (m)	$A_{Rép}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
SFp1	18,47	2,9	12,31	12HA14=18,47	25
SFP2	30,79	3,9	20,53	20HA14=30,79	20
SFP3	24,63	3,1	16,42	12HA14=18,47	25
SFP4	30,79	3,2	20,53	16HA14=24,63	20
SFP5	24,63	3,9	16,42	15HA14=23,09	25
SFP6	18,47	2,9	12,31	12HA14=18,47	25

VI.6.Poutre de libage

VI.6.1.Dimensionnement de la poutre de libage

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Avec : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e ; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille

- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3). •hp : la hauteur de la poutre de libage

$$hp \geq \sqrt[3]{\frac{0.5.Lmax^{4}.K}{E}}$$

Tableau VI.16: Pré dimensionnement des poutres de libage.

Poutre de libage 40×50	L_{max}(m)	$h_{pcalculé}$(m)	$h_{padopté}$(m)	b_p (m)
	3,65	0,22	0,5	0.4

VI.6.2.Ferraillage Poutre de libage

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (kN/m^2) par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\sigma}_{ELU} = \frac{\sum NU + 1{,}35 \times (Psemelle) + Ppoutre\ de\ libage}{BxL} \quad \boldsymbol{\sigma}_{ELS} = \frac{\sum Nser + (Psemelle) + Ppoutre\ de\ libage}{BxL}$$

Avec :

- ∑Nu: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.
- B : la hauteur de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$F_{ELU} = \sigma_{ELU} \times B$ $F_{ELS} = \sigma_{ELS} \times B$

La quantité de ferraillage calculé est très grand donc on a adopté une solution de crée des poutres de libage à mi travée (dansles travées longs).

Tableau VI.17: Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage.

Élément	σ_{Elu} (MPa)	σ_{Els} (MPa)	F_{ELU} (**KN** /ml)	F_{ELS} (**KN** /ml)
Pouter de libage	0,69	1	200,1	290

VI.6.3. Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI.18: Ferraillage longitudinal des poutres de libage.

Poutrede libage 40x50 (cm²)	M_t (KN/m)	M_a (KN/m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	
					Travée	Appuis
	162,06	101,9	17,7	14,3	9HA16 =18,10	8HA16 =16,08

Sections minimales

Amin = 0,5 % b.h (cm²) RPA99v2003 (Art.7.5.2.1).

Section tendue = Atmin = 0,1 % b.h (cm²) CBA93 (Art.B.6.4)

Tableau VI.19: Vérification des contraintes à l'ELS

Élément	Mser(KN.m)	$\bar{\sigma}b$ (MPa)	σb(MPa)	Vérification	σs(MPa)	$\bar{\sigma}$s(Mpa)	Vérification
Travée	281,43	15	19,1	CV	201.63	201,6	CV
Appuis	175,89	15	9,4	CV	201.63	201,6	CV

$\sigma s \leq \bar{\sigma s}$ n'est pas vérifiée donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

VI.6.4. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

On doit vérifier : $\tau \leq \bar{\tau}$

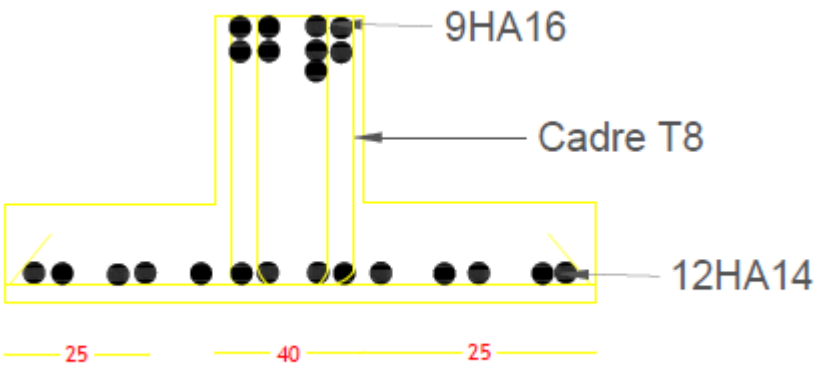
$\tau = \frac{Tu}{b.d}$; $\bar{\tau} = \left(\frac{0,15 \times fc28}{\gamma b} ; 4\ MPa\right) = 2,50$ MPa… … … … … fissuration préjudiciable

Tableau VI.20: Vérification de cisaillement des poutres de libage.

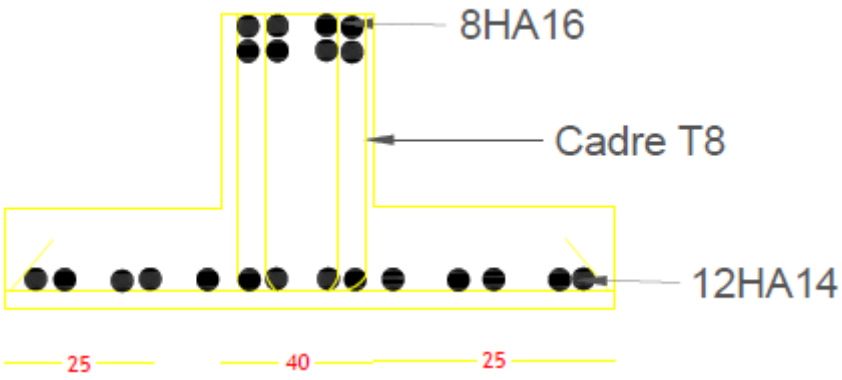
Elément				Escapement et Armatures			
Poutre de libage	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}(MPa)$	ZN (cm)	ZC (cm)	∅ (mm)	$At\ (cm^2)$
45x100	11,13	0,33	2,5	10	15	8	4HA8= 2,01

VI.6.5. Armatures de peau selon [CBA93 Art.7.3]

Puisque la poutre de libage (CBA93) exige des armateurs de peau d'au moins de 50 cm^2/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap = 3 × 1,50 = 4.50 cm^2, donc on adopte 4HA12 = 4,52 cm2



Travée



Appuis

Figure VI.7: Ferraillage de poutre de libage

Conclusion générale

Le parcours Génie Civil - spécialité Structures nous a permis d'acquérir les connaissances nécessaires, tant scientifiques que techniques et économiques, pour assurer la conception, le dimensionnement et l'exécution de différents types d'ouvrages, en respectant les nouvelles réglementations en vigueur.

Ce projet de fin d'études nous a donné l'occasion de mettre en application les compétences développées durant notre formation. Il nous a permis de renforcer nos connaissances en nous appuyant sur des documents techniques et réglementaires, d'appliquer des méthodes de calcul modernes, et de comprendre les principes essentiels à respecter dans la conception des structures de bâtiments.

Dans ce travail, nous avons dimensionné et vérifié les éléments porteurs de la superstructure et de l'infrastructure, en nous basant sur les connaissances acquises à l'université.

L'étude a montré que pour une bonne conception parasismique, une collaboration dès le début entre l'ingénieur civil et l'architecte est primordiale. Cela permet de mieux gérer les contraintes liées à la structure, tout en respectant l'aspect architectural et en assurant une sécurité optimale sans coût excessif.

L'analyse dynamique a révélé que la structure présente un comportement rigide, avec une période de vibration de 0,54 s, et que 90 % de la masse a été mobilisée dans les deux directions dès le 23 mode. Les trois premiers modes sont purs : les deux premiers translationnels, le troisième rotationnel, sans couplage.

En conclusion, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique, tout en facilitant la réalisation de l'ouvrage à travers une conception optimale qui répond aux exigences architecturales, sécuritaires et économiques

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.RB.C.2.41
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version2003) : D.T.R-B.C.2.48
- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2 Logiciels :

Robot EXPERT 2010

AutoCAD 2024

AUTODESK Robot 2015

Microsoft office 2016

ANNEXES

ANNEXE A

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées : -

Pour les Poutres

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

$M_t = k.M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq k \leq 0.85$).

ANNEXE B

METHODE FORFAITAIRE

CALCUL DES MOMENTS :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

a) Elle est encastrée sur un seul coté :

$$M = -\frac{qL^2}{2}$$

b) Elle repose simplement sur deux cotés :

$$M = \frac{qL^2}{8}$$

c) Elle est encastrée sur ses quatre cotés :

$$M_t = 0.8\ M_0$$

$$M_a = -0.5\ M_0$$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{q{L_x}^2}{8}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle articulée sur leur contour :

$$M_x = \mu_x q {L_x}^2 \qquad M_y = \mu_y M_x \quad ;$$

b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :

- Panneau de dalle de rive :

$M_{tx} = 0{,}85\ M_x$

$M_{ty} = 0{,}85\ M_y$

$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}3\ M_x$ (appui de rive)

$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\ M_x$ (appui intermédiaire)

- Panneau de dalle intermédiaire :

$M_{tx} = 0{,}75\ M_x$; $M_{ty} = 0{,}75\ M_y$

$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\ M_x$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

1.Dalle travaillant suivant une seule direction :

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

$$T_x = \frac{ql_x l_y}{2l_y + l_x}$$

$$T = \frac{PL}{3}$$

3. Armatures transversales :

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0 d} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

FERRAILLAGE :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

- Diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

- Espacement :

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges concentrées)

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

$M_{tx} \rightarrow A_{tx}$; $M_{ty} \rightarrow A_{ty}$

$M_{ax} \rightarrow A_{ax}$; $M_{ay} \rightarrow A_{ay}$

$\emptyset_{tx}$, $\emptyset_{ty}$, $\emptyset_{ax}$ et $\emptyset_{ay} \leq \frac{h}{l}$

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties) $a \leq$ Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)

$$d_x = h - c = h - e - \frac{\emptyset x}{2}$$

$$d_y = d_x - () \qquad \frac{\emptyset x + \emptyset y}{2}$$

ANNEXE C

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.

Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag.Le lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

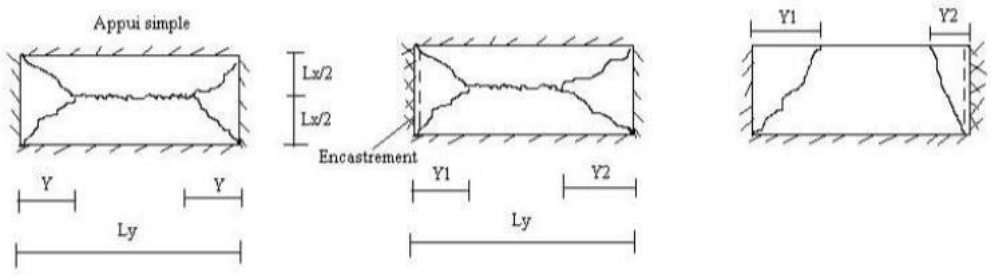
-Un côté libre par un trait sans hachures.

-Un appui simple par une hachure.

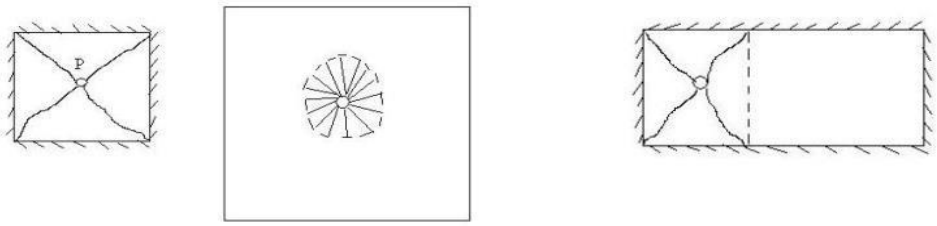
-Un encastrement par une double hachure.

Exemples de fissuration de dalle

a) Cas des charges réparties



b) Cas des charges réparties concentrées



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

∑des Travaux Externes - ∑ des Travaux Internes = 0

a) Travail externes

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement.

$$T_{ext} = P.\ f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface.

b) Travail internes

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$T_{int} = M.\ l.\ \theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d’évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE D METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHE

On peut admettre que I_f

$I_f = 1{,}1\dfrac{I_0}{1+(\lambda.\mu)}$ est défini par la relation :

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \dfrac{0{,}05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_i = \dfrac{0{,}02 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \dfrac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \dfrac{1{,}75 f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ Si la valeur de μ résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0 : désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé.

f_{t28} : La résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa.

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

ρ : Le "pourcentage" ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$\rho \dfrac{A}{b_0.d}$

b_0 : La largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondants et les modules de déformation longitudinale correspondants λ_i et λ_v

E_i et $E_v = \frac{1}{3} E_i$

$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i I_{fi}}$ et $\frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v I_{fv}}$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches Fi et Fv sont égales à :

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} \; et \; F_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ L \leq 5cm \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ L \geq 5cm \end{cases}$$

ANNEXE E CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φ_t est donnée par la relation suivante **:**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right)$$

Avec :

$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales**.**

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

St ≤ Min [0,9d ; 40cm] ; $\frac{A_t \times f_e}{b_o \times S_t} \geq 0.4MPa$; $S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_o(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$

Dans le cas de la flexion composée **:** $K = 1 + 3 \times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

At : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite. h : Hauteur de la section droite.

St : Espacement des armatures transversales.

On prend f_e = 400 MPa.

Pour les poutres

Selon le RPA2003: $\begin{cases} S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} \\ S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}, 12\emptyset, 30cm\right] \\ S' \leq \frac{h}{2} \end{cases}$

Pour les poteaux

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **RPA99version2003 « Art 7.4.2.2 »** :

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2,50 si : $\lambda \geq 5$

3,75 si : $\lambda < 5$

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

t : est l'espacement des armatures transversales.

$$t = \begin{cases} 10cm \\ Min\left[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right] \end{cases}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$h1$: Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad \text{si: } \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad \text{si: } 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad \text{si: } \lambda \leq 3$$