



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Centre Universitaire El-wancharissi de Tissemsilt



Institut de Sciences et de la Technologie
Département de Sciences et de la Technologie

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme
de Master académique en

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structures**

Présentée par : **Hamel Mohamed**

Thème

**Etude technique d'un bâtiment à usage d'habitation en R+4 situé
à Tissemsilt**

Devant le Jury :

BOUZRIBA ASMA	Examinatrice	M.C.B	CU-Tissemsilt
BOUZID HAYTHAM	Examineur	M.C.B.	CU-Tissemsilt
BOUBEKEUR TOUFIK	Encadreur	M.C.A.	CU-Tissemsilt

Année universitaire : 2019-2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

A l'issue de ce travail, j'adresse mes remerciements premièrement à Dieu le tout-puissant pour la volonté, le courage, la patience et la force qu'il m'a donnés durant toute la période d'étude.

Un remerciement particulier à Monsieur BOUBEKEUR Toufik, d'avoir accepté cette lourde tâche de me encadrer, je tiens aussi à lui remercier sincèrement pour les conseils et les encouragements qu'il m'a prodigués tout au long de ce travail, qu'il trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Mon reconnaissance s'adresse à Madame BOUZRIBA Asma et Monsieur BOUZID Haytham d'avoir acceptés d'évaluer mon travail.

Mon reconnaissance également à ma famille qui n'ont pas cessé de m'encourager et mon aider à tous les moments surtout mes chers parents.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



Dédicaces



on dédie ce modeste travail :

🌹 A mes très chères parents, Mon père que Dieu ait pitié de lui et ma
Mère qui m'ont soutenue moralement qu' *Allah* me la garde durant
toute sa vie.

🌹 A mes frères .

🌹 A mes très chères soeurs .

🌹 Mes grand mère et et grand père et a toute la famille

Hamel

🌹 A mon encadreur, *BOUBEKEUR toufik*.

🌹 A mes amies intimes

A toute la promotion de Génie Civil *2019 /2020*

Hamel Mohamed

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation composé d'un Rez de chaussée plus (04) étages, implanté dans la wilaya de Tissemsilt. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant des nouveaux règlements de calcul et de vérifications du béton armé (RPA99 version 2003, BAEL91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère et balcon).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel

ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

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

Abstract

This project presents a detailed study of a residential building consisting of a ground floor over (04) floors, located in the wilaya of Tissemsilt. This region is classified in seismic zone IIa according to RPA99 version 2003.

Using new rules for the calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 version 2003, BAEL91 modified99), this study is made up of four parts:

The first begins the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, then the pre-dimensioning of the structure and finally the descent of the loads.

The second part aims to study the secondary elements (joists, stairs, parapet and balcony).

The dynamic study of the structure was started in the third part by software

ETABS in order to determine the various stresses due to the loads (permanent loads, operating and seismic load).

At the end, the study of the resistant elements of the structure (columns, beams, walls, general raft) will be calculated in the last part.

Keywords: Building, Concrete, Reinforcement, ETABS, RPA99 modified 2003, BAEL91 modified 99.

المخلص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني مكون من طابق أرضي + 04 طوابق بولاية تيسمسيلت. تصنف هذه المنطقة في المنطقة الزلزالية IIa وفقاً لإصدار RPA99 2003.

باستخدام قواعد جديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة الإصدار (RPA 99/2003 ، BAE91 المعدل سنة 1999) ، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

الجزء الأول هو الوصف العام للمشروع بعرض لخصائص المواد ، ثم الأبعاد المسبقة للهيكل وأخيراً نزول الأحمال.

الجزء الثاني يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية (عوارض ، السلالم ، الحاجز ، الشرفة)

بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث بالبرمجيات ETABS من أجل تحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة، التشغيل والحمل الزلزالي).

في النهاية سيتم حساب دراسة العناصر المقاومة للهيكل (الأعمدة، الروافد، الجدران الداعمة، القاعدة على شكل حصيرة) في الجزء الأخير.

Liste des matières

Remerciements.....	I
Dédicace	II
Résumé	III
Abstract.....	IV
Liste des matieres	V
Liste des figures.....	XI
Liste des tableaux	XIII
Introduction générale.....	1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET GENERALITE

I.1. Introduction	4
I.2. Données du site	4
I.3. Caractéristiques géométriques.....	4
I.4. Ossature et système constructif adopté	5
I.4.1. Ossature	5
I.4.2. Planchers.....	5
I.4.3.Maçonnerie	6
I.4.4.Revêtement	7
I.4.5.Isolation	7
I.4.7. Escaliers.....	7
I.4.8.Voiles	7
I.4.9. Balcon.....	7
I.4.10. Acrotère.....	7
I.5. Caractéristiques géotechniques du sol.....	7
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	8
I.6.1.Béton.....	8
I.7. Hypothèses de calcul.....	15
I.7.1.États limite ultime de résistance.....	15
I.7.2. Hypothèses de calcul à l'E.L.U.R	15
I.7.3. Règles des trois pivots	16
I.8. Contraintes de calcul	17
I.8.1.États limite de service	17
I.8.2. Hypothèses de calcul à E.L.S	17

I.8.3. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites	17
I.9 Conclusion	18

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

II.1. Introduction.....	20
II.2. Pré dimensionnement du plancher	20
II.2.1 Planchers a corps-creux.....	20
II.2.2. Les poutrelles (les nervures)	21
II.3.Evaluation des charges et surcharges.....	22
II.3.1. Plancher terrasse (inaccessible).....	23
II.3.2. plancher étage courant (habitation)	23
II.3.3. maçonnerie	24
II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux	25
II.4.1.Les poutres	25
II.4.1.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires	26
II.4.2.Pré dimensionnement des poteaux	27
II.4.3. Descente de charge	28
II.4.4.Pré dimensionnement du voile	34
II.5 Conclusion	35

CHAPITRE III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction	37
III.1.1 Acrotère	37
III.1.2 Principe de calcul	37
III.1.2.1 Evaluation des charges	38
III.1.2.2 Combinaisons d'action	38
III.1.2.3.Détermination du ferrailage	39
III.2. Les Escaliers	40
III.2.1. Définition	40
III.2.2. Composition d'un escalier	40
III.2.3. dimensionnement d'escalier.....	40
III.2.4.Ferrailage d'escalier	42
III.3. Les balcons.....	44
III.3.1.Définition.....	44
III.3.2. Etude Des Balcons	45

III.4 Etude des planchers.....	47
III.4.1 Dimensionnement des poutrelles	48
III.5 Conclusion.....	55

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE DU BATIMENT

IV.1.ETUDE SISMIQUE	57
IV.1.1.Introduction	57
IV.2.L'étude dynamique	57
IV.2.1.Objectif de l'étude dynamique	57
IV..2.Modelisation De La Structure.....	57
IV.2.3.Modélisation de la structure étudiée	57
IV.3. Présentation du logiciel ETABS	58
IV.4. Combinaison D'action	58
IV.5.Choix Des Methodes D'estimation Des Forces Sismiques	59
IV.5.1.Methode Statique Equivalente	59
IV.5.1.1.Principe de la méthode.....	59
IV.5.1.2.Modélisation.....	59
IV.5.1.3.Domaine d'application.....	59
IV.5.2.Methode D'analyse Modale Spectrale	60
IV.5.2.1.Principe de la méthode.....	60
IV.5.2.2.Modélisation	60
IV.5.2.3.Domaine d'application	60
IV.5.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	61
IV.5.4.Choix de la méthode de calcul	61
IV.6. Détermination des paramètres du spectre de réponse	61
IV.7.Disposition des voiles	61
IV.8.Spectre de réponse de calcul	62
IV.9.Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	64
IV.9.1 Le facteur d'amplification dynamique moyen D.....	64
IV.9.2 Calcul de la période fondamentale de la structure par la formule empirique.....	64
IV.9.3 Condition sur la période fondamentale.....	65
IV.9.4 Résultante des forces sismiques de calcul	66
IV.10 Caractéristiques Géométriques.....	66
IV.10.1 Centre de masse.....	66
IV.10.2 Calcul de l'excentricité.....	67

IV.11	Caractéristiques dynamiques de bâtiment.....	68
IV.11.1	La période fondamentale de la structure	68
IV.11.2	Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	69
IV.13.	Vérification vis-à-vis du renversement	70
IV.14.	Justification vis à vis de l'effet P- Δ	71
IV.15	Conclusion.....	73

CHAPITRE V : ETUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.1	Introduction.....	75
V.2	Ferraillage des poteaux	75
V.2.1	Combinaisons des charges	76
V.2.1.1	Les combinaisons d'action.....	76
V.2.2	Recommandations du RPA99/version 2003	77
V.2.3	Sollicitations de calcul.....	78
V.2.4	Calcul de ferraillage des poteaux	78
V.2.5	Calcul des armatures transversales	80
V.2.6	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	82
V.2.7	Vérification de la section minimale d'armatures transversales	82
V.2.8	Vérification à L'ELS.....	83
V.3	Ferraillage des poutres.....	85
V.3.1	Introduction.....	85
V.3.2	Recommandation des RPA 99/version 20	85
V.3.3	Poutre principale (30× 35)	86
VI.3.3.1	Étapes de calcul des armatures longitudinales.....	86
V.3.3.4	Ferraillage des armatures transversales	88
V.3.3.4.1	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	88
V.3.3.4.2	Disposition constructive.....	88
V.3.3.4.3	Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23).....	88
V.3.3.5	Vérification a l'état limite de service	89
V.3.4	Poutre Secondaire (25×30).....	91
V.3.4.1	Étapes de calcul des armatures longitudinales.....	91
V.3.4.2	Ferraillage des armatures transversales.....	93
V.3.4.2.1	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	93
V.3.4.2.1	Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23).....	94

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

VI.1. Introduction	97
VI.2. Classification des fondations	97
VI.2.1. Combinaison d'action	97
VI.2.2. Reconnaissance du sol	97
VI.2.3. Vérification des semelles isolées	98
VI.2.4. Vérification des Semelles filantes	99
VI.2.5. Etude du Radier général	100
VI.2.5.1. Définition du radier	100
VI.2.5.2. Pré dimensionnement du radier	101
VI.2.5.3. Dimensionnement des poutres de libage	102
VI.2.5.4. Vérification des contraintes	102
VI.2.5.5. La longueur élastique	103
VI.2.5.6. Condition de non poinçonnement	103
VI.2.5.7. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique	104
VI.2.5.8. Evaluation des charges pour le calcul du radier	104
VI.3. Ferrailage du radier	105
VI.3.1 Ferrailage des dalles	105
VI.3.2. Vérification de l'espacement	107
VI.3.3. Vérification des contraintes à ELS	107
VI.4. Ferrailage des poutres de libages	111
VI.4.1. Sens longitudinal	111
VI.4.2. Calcul du ferrailage	111
VI.4.3. Sens transversal	112
VI.4.4. Calcul du ferrailage	113
Conclusion générale	115
Bibliographie	116

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET GENERALITE

Figure I.1 : Vue en plan	5
Figure I.2 : Plancher à corps creux	6
Figure I.3 : Brique creuse.....	6
Figure I.4 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.....	11
Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	12
Figure I.6 : Diagramme déformation contraintes-déformations	14
Figure I.7 : Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots	16

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

FigureII.1 : Dalle en corps creux	20
Figure II.2 : Plancher corps creux.....	22
FigureII.3 : Plancher terrasse	23
Figure II.4 : plancher étage courant.....	23
Figure II.5 : remplissage extérieur.....	25
Figure II.6 : Pré dimensionnement des voiles	35

CHAPITRE III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.....	38
Figure III.2 : Evaluation des charges.....	39
Figure III.3 : dimensionnement d'escalier.....	40
Figure III.4 : schéma type 1.....	41
Figure III.5 : schéma type 1.....	41
Figure III.6 : Evaluations des charges	43
Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchant à ELU	43
Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant à ELU	43
Figure III.9 : schéma du balcon.....	45
Figure III.10 : Evaluations des charges.	45
Figure III.11 : Evaluations des charges.	46
Figure III.12 : Plancher a corps creux	47

Figure III.13 : Corps Creux	48
--	----

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE DU BATIMENT

Figure IV.1 : Modèle 3D de la structure	58
--	----

Figure IV.2 : Disposition des voiles	62
---	----

Figure IV.3 : Spectre de réponse de calcul	63
---	----

CHAPITRE V : ETUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1 : Sollicitation de poteau a ferraille	75
---	----

Figure V.2 : Zone nodale	77
---------------------------------------	----

Figure V.3 : Section du poutre principale à étudier	86
--	----

Figure V.4 : Section du poutre secondaire à étudier	91
--	----

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

FigureVI.1 : Schéma d'une semelle isolée	98
---	----

Figure VI.2 : Schéma d'une Semelle filante	99
---	----

FigureVI.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	101
---	-----

Figure VI.4 : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale	114
--	-----

Figure VI.5 : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale	114
---	-----

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET GENERALITE

Tableau I.1 : Les déformations limitent du pivot	16
---	----

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

Tableau II.1 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux	23
Tableau II.2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant	24
Tableau II.3 : Charge permanente du mur extérieur.....	24
Tableau II.4 : Charge permanente du mur intérieur	25
Tableau II.5 : Dégression des charges d'exploitations.....	29
Tableau II.6 : Evaluation des charges du poteau le plus sollicité.....	30
Tableau II.7 : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux du RDC	33
Tableau II.8 : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux de l'étage courant.....	33

CHAPITRE III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1 : Evaluations des charges-escaliers	42
Tableau III.2 : Les armatures longitudinales des escaliers.....	44
Tableau III.3 : Résultat obtenus Selon le Programme MDSolids	46
Tableau III.4 : Les armatures longitudinales deu Balcon.....	47
Tableau III.5 : Détermination des armatures des Poutrelles du plancher terrasse	55

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE DU BATIMENT

Tableau IV.1 : Poids des bâtiments en termes de sections de poteau.....	64
Tableau IV.2 : Les dimensions des bâtiments mesurés à sa base dans la direction de calcul considéré.....	65
Tableau IV.3 : Les Périodes des bâtiments.....	65
Tableau IV.4 : La force sismique totale.....	66
Tableau IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.	66
Tableau IV.6 : Centre de masse et Centre de rigidité.....	67
Tableau IV.7 : Participation des masses cumulées.....	68
Tableau IV.8 : Vérification selon RPA99V03 $T_{dyn} < T_{cal}$	68
Tableau IV.9 : Résultat des forces sismiques.	70
Tableau IV.10 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	70
Tableau IV.11 : Calculs du moments stabilisants et moment renversant pour chaque structure	71

Tableau IV.12 : Déplacements relatifs inter étages	72
Tableau IV.13 : Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	73

CHAPITRE V : ETUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1 : Caractéristique mécanique des matériaux	76
Tableau V.2 : Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales	78
Tableau V.3 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	78
Tableau V.4 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux	80
Tableau V.5 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux	82
Tableau V.6 : les résultats de la vérification à L' ELS.....	84
Tableau.V.7 : Ferrailages des poteaux	84
Tableau V.8 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	86
Tableau V.9 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poutres	87
Tableau V.10 : Vérification des contraintes sur travée	89
Tableau V.11 : Vérification des contraintes sur appuis	90
Tableau V.12 : les résultats des efforts et moments.	91
Tableau V.13 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poutres.....	93
Tableau V.14 : Ferrailages des poutres	95

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

Tableau VI.1 : Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.....	99
Tableau VI. 2: Section des semelles filantes dans le sens transversal.....	100
Tableau VI.3 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x).....	107
Tableau VI.4 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y).....	108
Tableau VI.5 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x)	109
Tableau VI.6 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y)	110

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie se situe dans une zone de forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des objectifs :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en R+4 à usage multiple contreventé par un système mixte, implanté dans la wilaya de Tissemsilt qui est classé en zone IIa, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

Cette étude se compose de 7 chapitres :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier) et un pré dimensionnement des éléments non structuraux. Ensuite, au deuxième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : l'acrotère, balcons, escaliers et les poutrelles, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre.

Au troisième chapitre nous avons étudié les planchers de notre structure. Dans le quatrième chapitre nous avons basé sur l'étude sismique de la structure et des Interprétation qui a été modélisée par le logiciel ETABS V9.7.4 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. Au cinquième chapitre on a calculé le ferrailage pour les éléments structuraux. Pour le chapitre suivant (Chapitre six) on a étudié l'infrastructure à savoir le choix de la fondation, dimensionnement et le ferrailage. En fin de cette étude, une conclusion générale qui résumé le travail de ce projet.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I.1.Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (commerciale et d'habitation) implanté à la wilaya de Tissemsilt, qui est composé d'un Res de chaussée plus quatre étages, le RDC pour vocation commercial (magasins), les autres étages sont des logements d'habitation.

I.2. Données du site

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 :

- La wilaya de Tissemsilt est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) ;
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne de groupe d'usage (2), car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 21,76 m.

La wilaya est considéré comme un lieu à faible action de vent (zone II-a) selon les règlements NEIGE ET VENT 1999 (D.T.R C 2-4.7).

I.3.Caractéristiques géométriques (dimensions des plans)

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, le bâtiment présent les dimensions suivantes :

a) Dimensions en élévation

- hauteur totale de : 15,64 m à partir de RDC ;
- hauteur du rez de chaussée est de : 3,40 m ;
- hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m.

b) Dimensions en plan

- La longueur en plan : 30.10m.
- La largeur en plan : 21,60m.



Figure I.1 : Vue en plan.

I.4. Ossature et système constructif adopté

I.4.1. Ossature

La structure proposée est constituée par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les différents sens, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et sur tous des actions horizontales.

Le système de contreventement selon le RPA version 2003 est un contreventement mixte assuré par des portiques et des voiles.

I.4.2. Les Planchers

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux de la construction et est capable de supporter des charges (plancher sur vide sanitaire, planchers intermédiaires, plancher de toiture terrasse). Les planchers sont des éléments porteurs. Les dallages sur terre-plein peuvent être assimilés à des planchers.

- Il existe deux types de plancher :

- ✓ Plancher à corps creux (16+5) cm.

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

✓ Plancher à dalle pleine (ép=15) cm.

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

Le plancher de l'étage courant est réalisé en corps creux, plus une isolation thermique (multicouches) et une moyenne dans le plancher terrasse pour l'écoulement des eaux pluviales.



Figure I.2 : Plancher à corps creux.

1.4.3. Maçonnerie

a) Murs extérieurs

Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses de 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b) Murs intérieurs

Généralement utilisé pour la séparation Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

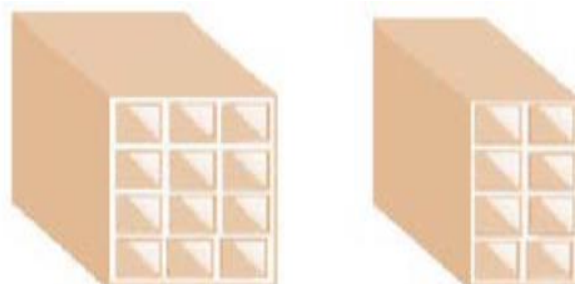


Figure I.3 : Brique creuse.

I.4.4.Revêtement

- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable, évitant la pénétration des eaux pluviales.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Enduit en plâtre pour les plafonds.

I.4.5.Isolation

L'isolation acoustique est assurée par le vide d'air entre les deux parois des murs extérieurs, par contre au niveau de plancher l'isolation est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, qui compose se dernier et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

- ❖ Pour le plancher terrasse, l'isolation thermique est assurée par les couches de liège.

I.4.6. Terrasse

Il existe deux types de terrasse :

- Terrasse accessible;
- Terrasse inaccessible.

I.4.7. Escaliers

Les escaliers sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un avec deux volées et un palier inter étage.

I.4.8.Voiles

Ils sont réalisés en béton armé avec une épaisseur de 20 cm.

I.4.9. Balcon

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

I.4.10. Acrotère

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

I.5. Caractéristiques géotechniques du sol

Selon le rapport géotechnique du laboratoire (LTPO) le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\delta_{sol} = 1,90$ bars ;
- Le poids volumique de terre : $\gamma = 18\text{KN/m}^3$;
- Le site est considéré comme meuble(S_3).

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans notre construction seront conformes au règlement du béton armé aux états limites « BAEL 91 », ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.6.1. Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m³ du béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frai devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

a) Les matériaux composant le béton

❖ Ciment

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

❖ Granulats

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

❖ Sables

Généralement inférieure à 5mm, constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

❖ Gravier

Généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm, Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

b) Principaux caractéristiques et avantages de béton

Les principaux avantages du béton armé sont :

➤ Résistance mécanique

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

➤ **Résistance caractéristique à la compression**

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

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule.

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

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

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

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

La résistance à la compression à 28 jour (f_{c28}) est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm².

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

➤ **Résistance caractéristique à la traction**

Cette résistance est défini par la relation

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

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

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

➤ **Économie**

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

➤ **Souplesse des formes**

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

➤ **Résistance aux agents atmosphériques**

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

➤ **Résistance au feu**

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

➤ **Contrainte limite**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou bien ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé, acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites et sont classés en deux catégories :

➤ **État limite ultime (ELU)**

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

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

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

Les déformations du béton sont :

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

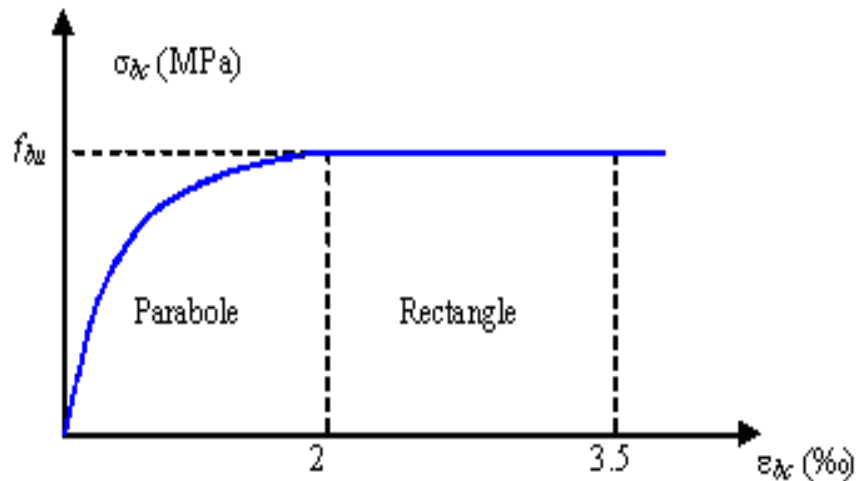


Figure I. 4 : Diagramme parabolé-rectangle des Contraintes-Déformations du béton.

Avec :

$$f_{bu} : \text{Contrainte ultime du béton en compression } f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} ;$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

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

- ✓ $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h ;
- $\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

➤ **État limite de service (ELS)**

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

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.}$

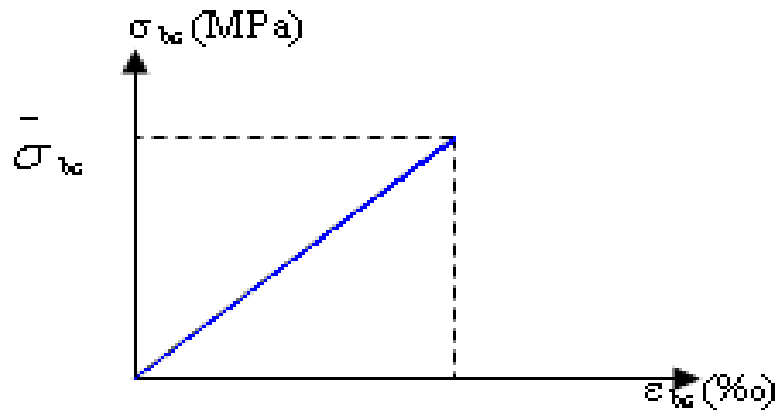


Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

➤ **Contrainte admissible de cisaillement**

$$\tau_u = \min(0.2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{Mpa}) \text{ Fissuration peu préjudiciable ;}$$

$$\tau_u = \min(0.15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{Mpa}) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \text{ avec } \begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{cases}$$

➤ **Modules de déformation longitudinale**

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

➤ **Module de déformation instantanée**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa).}$$

➤ **Module de déformation différé**

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

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Avec : } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

➤ **Coefficient de poisson**

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

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

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

➤ **Aciers de construction**

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

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

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

➤ **Diagramme déformation- contrainte**

$$\sigma_s = f(\epsilon\%)$$

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

$$\gamma_s = 1.15 \text{ cas général ;}$$

$$\gamma_s = 1.00 \text{ cas des combinaisons accidentelles.}$$

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

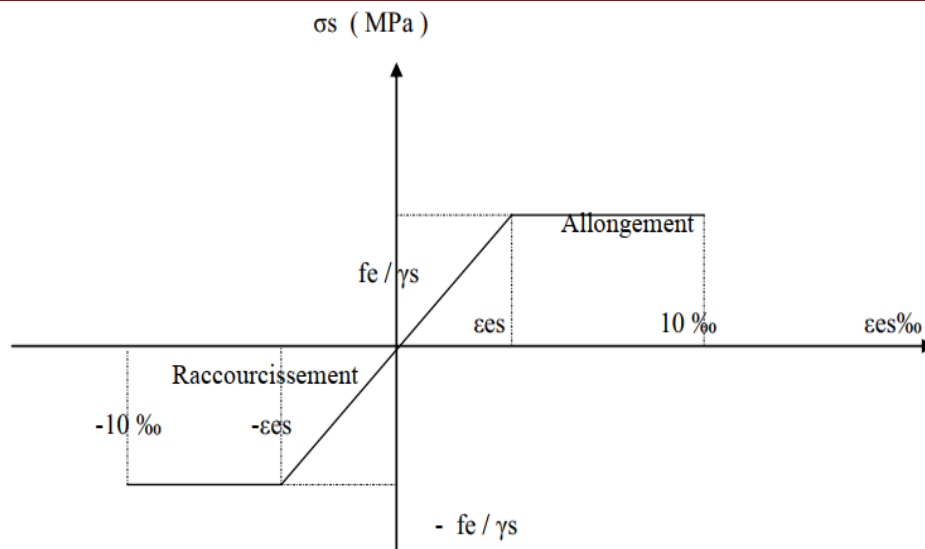


Figure I.6 : Diagramme déformation contraintes-déformations.

➤ **Module d'élasticité longitudinale**

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ;

Il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ [MPa].

➤ **Contrainte de calcul à ELU**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation de la Figure I.3.

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

Avec :

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

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

- Rond lisse ($f_e = 235$ MPa)

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

- haute adhérence ($f_e = 400$ MPa)

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

➤ **État limite de service à ELS**

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

- Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_c$ pas de limitation ;
- Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_c; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ Mpa ;
- Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_c; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ Mpa.

Avec : η : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \dots \dots \dots \text{Pours ronds lisses ;} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset \geq 6\text{mm ;} \\ \eta = 1,3 \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset < 6\text{mm.} \end{array} \right.$$

➤ **Allongement de rupture**

ε_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

I.7. Hypothèses de calcul

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

- États limite ultime de résistance E. L. U. R ;
- États limite de service E.L.S.

I.7.1. États limite ultime de résistance

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

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

I.7.2. Hypothèses de calcul à l'E.L.U.R

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée.} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple.} \end{array} \right.$$

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

1.7.3. Règles des trois pivots

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

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

Tableau I.1: Les déformations limitent du pivot.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^0/00$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^0/00$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2^0/00$

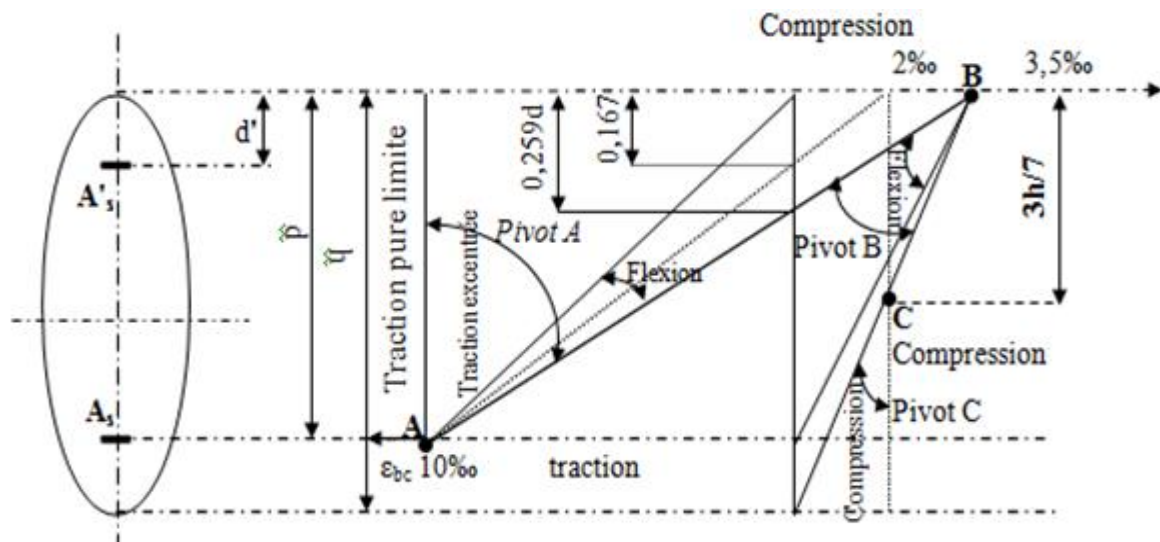


Figure I.7: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.

I.8.1. États limite de service

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

I.8.2. Hypothèses de calcul à E.L.S

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{array} \right.$$

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

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

I.8.3. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

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

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

- Pour les situations durables :

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} P2 = G + Q \pm E. \\ P3 = G + Q \pm 1,2 E. \\ P4 = 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

b. Les combinaisons de calcul à l'état limites service de résistance

$$P5 = G$$

G : Charge permanente.

Avec : Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

I.9 Conclusion

Toute étude d'un ouvrage dépend de son contexte, son rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux de construction choisis et utilisés. Dans le chapitre suivant on va entamer le prédimensionnement et évaluation des charges.

Chapitre II :

Pré dimensionnement et Evaluation des Charges

II.1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux..., passe impérativement par un dimensionnement préliminaire selon les règles du BAEL91, le CBA93 et le RPA 99 version2003.

Les pré dimensionnements obtenus ne sont pas définitifs, peuvent être changes après une vérification générale du bâtiment.

II.2. Pré dimensionnement du plancher

C'est l'ensemble des éléments de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, murs, voile, poutres...).

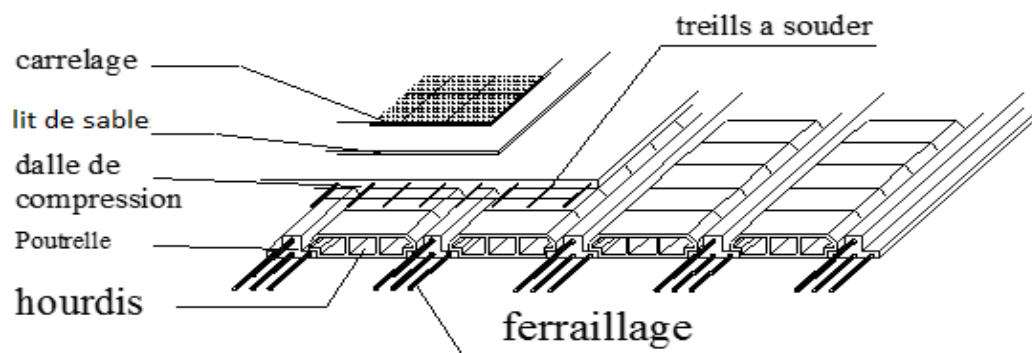
L'épaisseur des dalles dépend généralement des conditions d'utilisation et de résistance. Dans ce projet, on a opté pour un plancher à Corps Creux.

Le plancher est un élément horizontal qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les Surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des Fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilise Plancher à corps creux en partie courante.

II.2.1 Planchers a corps-creux

On appelle plancher nervurée ou (Plancher à corps-creux) l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.



FigureII.1 : Dalle en corps creux.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ❖ La facilité de réalisation.
- ❖ Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ($L_{\max} = 4.6$ m).
- ❖ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

D'après BAEL l'épaisseur de plancher est conditionnée par :

1. La condition de la flèche

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \leftrightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : La portée entre nus d'appuis des poutres secondaire.

$$h_t \geq \frac{375}{22.5} \text{ donc } h_t \geq 16\text{cm}$$

On prend : ht= 20 cm tel que :

- 16 cm : la hauteur de corps creux.
- 4cm : la hauteur de la dalle de compression h0.

2. Résistance au feu

- e = 07cm : pour une (01) heure de coup de feu (e : épaisseur de corps creux).
- e = 11cm : pour deux (02) heures de coup de feu.
- e=15 cm : pour quatre (03) heures de coup de feu

3. Isolation phonique

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 16 cm ($e \geq 16$ cm)

II.2.2. Les poutrelles (les nervures)

Ce Sont les Éléments perpendiculaire par apport aux poutres principales. La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

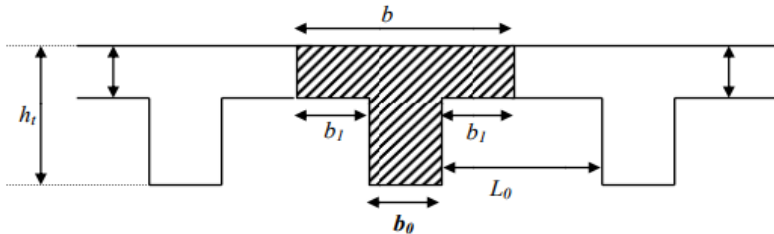


Figure II.2 : Plancher corps creux

b_0 : largeur de la nervure.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la table de compression.

❖ D'après BAEL

$$\frac{h}{3} \leq b_0 \leq \frac{h}{2} \rightarrow \frac{20}{3} \leq b_0 \leq \frac{20}{2} \rightarrow 6.33 \leq b_0 \leq 10$$

On prend : $b_0=10\text{cm}$

$$b=b_0+2 \times b_1$$

Le corps Creux utilisé pour ce plancher : $l_{our} = 55 \text{ cm}$.

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{our}}{2} \text{ cm} \\ \frac{Lx}{10} \text{ cm} \end{array} \right.$$

L : la portée maximale de la travée

D'où :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{665}{10} = 66.5 \text{ cm} \\ \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \end{array} \right. \quad b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Donc la largeur totale de la table de compression pour une nervure est la suivante :

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

II.3.Evaluation des charges et surcharges

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges qui sont évaluées selon D.T.R.B.C.22, elle désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs), ainsi que les fondations ; afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

II.3.1. Plancher terrasse (inaccessible)

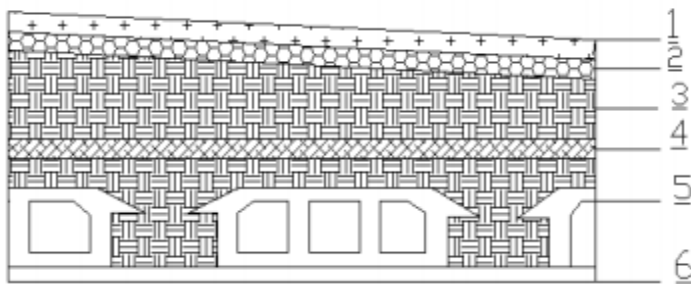


Figure II.3 : Plancher terrasse.

Tableau II.1 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente surfacique KN/m ²
1 Protection en gravillon	5	17	0.05×17=0.85
2 Etanchéité multicouche	2	6	0.02×6=0.12
3 pente en Béton	10	22	0.1×22=2.2
4 Isolation thermique	4	3	0.04×3=0.12
5 Cops creux +dalle de Compression	20		2.85
6 Enduit de plâtre	2	10	0.02×10=0.2
Totale			G = 6.34 K N/m ²

$$G = 6.34 \text{ KN/m}^2$$

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

II.3.2. plancher étage courant :(habitation)

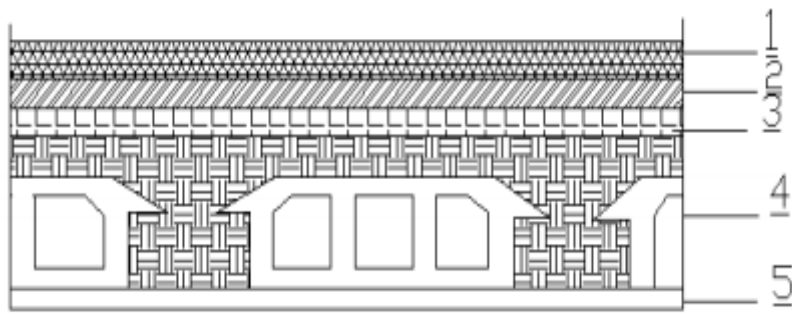


Figure II.4 : plancher étage courant.

Tableau II.2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

Elément		Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente KN/m ²
1	Cloisons	10	9	$0.1 \times 9 = 0.9$
2	Revêtement de carrelage	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
3	Mortier de pose	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
4	Lit de sable	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
5	dalle de Compression + Corps creux	20		2.85
6	Enduite de plâtre	2	10	$0.02 \times 10 = 0.20$
Totale				$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$
Charge d'exploitation				$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

II.3.3. maçonnerie

a) Murs extérieurs

Tableau II.3 : Charge permanente du mur extérieur

Elément		Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente KN/m ²
1	Brique creuse	10	9	$0.1 \times 9 = 0.9$
2	Brique creuse	15	9	$0.15 \times 9 = 1.35$
3	Enduite de ciment	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
4	Enduite de plâtre	2	10	$0.02 \times 10 = 0.2$
Totale				$G = 2.81 \text{ KN/m}^2$

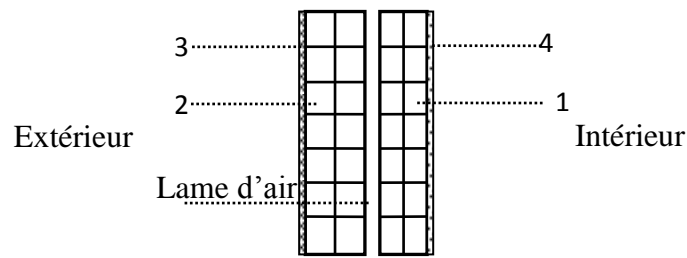


Figure II.5 : remplissage extérieur.

b) Cloison intérieures

Tableau II.4 : Charge permanente du mur intérieur

Enduit extérieur (1,5cm)	$0.015 \times 10 = 0.15 \text{KN/m}^2$
Brique creuses (10cm)	$0.10 \times 9 = 0.9 \text{KN/m}^2$
Enduit intérieur (1,5 cm)	$0.15 \times 18 = 2.7 \text{KN/m}^2$
Total	$G = 3.75 \text{KN/m}^2$

II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.4.1. Les poutres

Les poutres ce sont des éléments horizontaux réalisés en béton armé, qui a pour rôle de transmettre les charges aux poteaux, elles sont largement utilisées dans les constructions en Génie Civil.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les règlements BAEL 91, tout en respectant les recommandations du Règlement Parasismique Algérienne RPA 99.

Dans notre Structure en trouve les poutres principales et les poutres secondaires, Les poutres principales Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, et Les poutres secondaires Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

1. D'après le BAEL 91

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

Avec :

L max : la distance maximale entre nu de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

2. D'après le RPA 99 pour la zone IIa

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

II.4.1.1. Pré dimensionnement des poutres principales

✓ D'après le BAEL 91 :

$$L \text{ max} = 665\text{cm} \quad = > \frac{665}{15} \leq h \leq \frac{665}{10} \quad = > \quad 44.33\text{cm} < h < 66.5\text{cm}$$

On prend : h = 50cm

La largeur b comprise entre 0.3 h et 0.7 h d'où :

$$0.3(50) < b < 0.7(50) \quad \Rightarrow \quad 15\text{cm} < b < 35\text{ cm}$$

Pour des raisons architecturales, on prend : b= 30.

✓ Vérification RPA 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b=30 \text{ cm} \dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h=40 \text{ cm} \dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \quad 1.33 < 4 \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées d'où on prend la section des poutres transversales (poutre principales) comme suit :

$$(b \times h) = (30 \times 50) \text{cm}^2.$$

II.4.1.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires

✓ **D'après le BAEL 91 :**

$$L_{\max} = 4.15 \text{ m} \Rightarrow \frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \Rightarrow 27.67 \text{ cm} \leq h \leq 41.5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$.

La largeur b est comprise entre $0.3 h$ et $0.7 h$, donc :

$$0.3(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}.$$

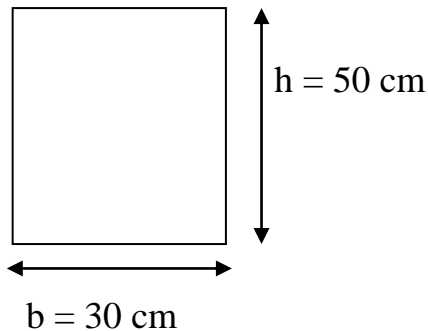
Pour des raisons architecturales, on prend : $b = 30 \text{ cm}$.

✓ **Vérification RPA 99 :**

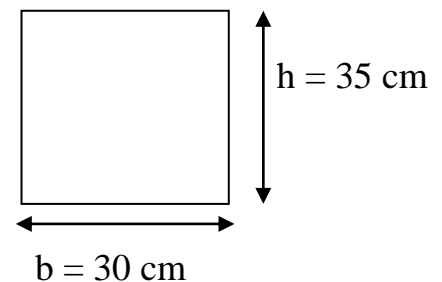
$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1 < 4 \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées d'où on prend la section de poutre secondaire comme suit :

$$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$



Poutre Principale



Poutre Secondaire

II.4.2. Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qu'il correspond à un poteau qui va reprendre la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation. On détermine l'effort N_u qui doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \overline{N_u}$$

N_u : L'effort normal ultime

$\overline{N_u}$: Capacité de résistance ultime

Les poteaux sont généralement dimensionnés par :

- ✓ la condition de non flambement
- ✓ les conditions de RPA

Le poteau qu'on va étudier est celui le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va le déterminer à partir de la descente de charge.

On fixera au préalable des poteaux RDC et étage courant comme suite :

Niveau	Dimension de poteau (cm ²)
RDC	35x35
Etage courant	35x35

II.4.3. Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol support.

- **La loi de dégression :**

Pour les charges d'exploitations la loi de dégression des charges selon (DTR BC 2-2Page16) est comme suit :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse courant le bâtiment, Q_1, Q_2, Q_3, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitations suivantes :

- Sous toit ou terrasse Q_0
- Sous dernier étage Q_0+Q_1
- Sous étage
 - Immédiatement inférieure (étage 2)... $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$
 - (étage 3)... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$
 - (étage 4)... $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4)$
 - (étage n)... $Q_0+ \frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+Q_3+...+Q_n)$
 - Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Tableau II.5 : Dégression des charges d'exploitations

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Σ des charges d'exploitations	Σ des charges d'exploitations (kN/m ²)
P6	Q_0	$\Sigma_{0+3}=Q_0$	1
P5	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,50
P4	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P3	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P2	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
P1	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
PRDC	Q_6	$\Sigma_5=Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+ Q_6)$	7.75

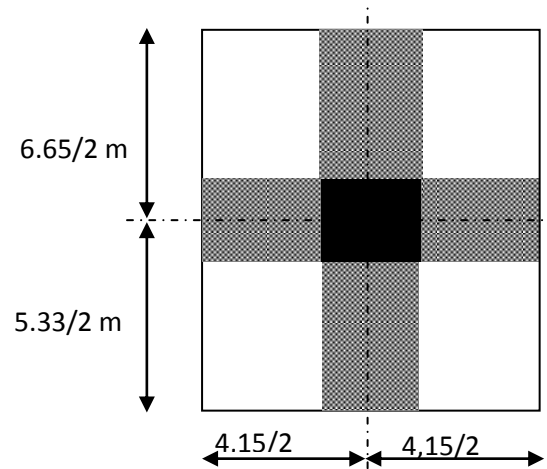
❖ Le poteau le plus sollicité (C20) :

1. Surface reprise par le poteau à chaque étage :

Soit S La surface supportée par le poteau (B,2)

$$S_Q = \left(\frac{6.65}{2} + \frac{5.33}{2} \right) \times \left(\frac{4.15}{2} + \frac{4.15}{2} \right) = 24.85m^2$$

$$S_g = (3.33 + 2.37) \times (1.88 + 1.88) = 9.46m^2$$



2. La longueur de la poutre principale et secondaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_{pp} = 3.33 + 2.37 = 5.70 \text{ m} \\ l_{ps} = 1.88 + 1.88 = 3.76 \text{ m} \end{array} \right.$$

a) Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible : $G_T \times S_g = 6.34 \times 9.46 = 59.98 \text{ KN}$

Plancher étage courant (habitation) : $G_{\text{étage}} \times S_g = 5.11 \times 9.46 = 48.34 \text{ KN}$

b) Poids des poutres :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{pp} = l_{pp} \times b \times h \times \gamma_b = 5.70 \times 0.3 \times 0.5 \times 25 = 21.38 \text{ KN} \\ G_{ps} = l_{ps} \times b \times h \times \gamma_b = 3.76 \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = 9.87 \text{ KN} \end{array} \right.$$

N°1	-----	-----
N°2	-----	-----
N°3	-----	-----
N°4	-----	-----

N°5

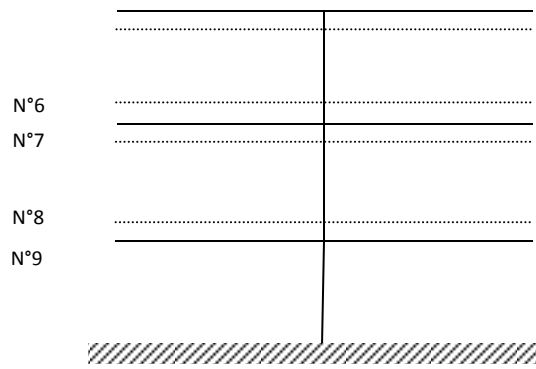


Tableau II.6 : Evaluation des charges du poteau le plus sollicité.

ION	SECT	Elément	G_i (KN)	ΣG_i (KN)	ΣQ_i (KN)
N1		-Plancher terrasse : $G_1 * S_p = 6.34 * 12.04$	76,33	92,57	12.04*1=12.04
		-Poutre secondaire: $G_{ps} = l_{ps} * b * h *$ $\gamma_b = 2.95 * 0.25 * 0.30 * 25$	5.53		
		-Poutre principale : $G_{pp} = l_{pp} * b * h *$ $\gamma_b = 4,08 * 0.3 * 0.35 * 25$	10.71		
N2		- Venant : N 1 Poids propre du poteau : $G_{pot} = 3.06 * 0.35 * 0.35 * 25$	92.57+9.37	101,94	12.04
N3		- Venant : N2.		118,18	12.04+12.04*2.5=
		- Plancher étage	101,94		
		- Poutre secondaire	5.53		
		-Poutre principale	10.71		42,14

N4	- Venant : N 3 Poids propre du poteau	118,18+9.37	127,55	42,14
N5	- Venant : N 4 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	127,55 5.53 10.71	143.79	42,14+12.04*3.85 =84.60
N6	- Venant : N 5 Poids propre du poteau	143.79+9.37	153.16	88.49
N7	- Venant : N 6 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	153.16 5.53 10.71	169.40	88.49+12,04*5.05 =149,29
N8	- Venant : N 7 Poids propre du poteau	169.40+9.37	178.77	149,29
N9	- Venant : N 8 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	178.77 5.53 10.71	195,01	149,29+12,04*6.10 =222,73

Les résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91**.

- **Pour variante 1**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 195,01 + 1.5 \times 222,73 = \mathbf{597.36 \text{ KN}}$$

$$N_s = G + Q = 195,01 + 222,73 = \mathbf{417,74 \text{ KN}}$$

$$N_u = 597,36 \times 1,1 \Rightarrow \mathbf{Nu = 657,10 \text{ KN}}$$

$$N_{ser} = 417,74 \times 1,1 \Rightarrow \mathbf{Nser = 459,51 \text{ KN}}$$

➤ **vérification de la section du poteau**

a. Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que :

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression)
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$
- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
- l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0,7 \times h_0$ avec : $h_0 = 3,4$
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.
- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

- A_s : Section d'acier comprimée. On prend $A_s = 0.8\% \times Br$. Selon le "Le RPA 99 version 2003"Zone IIa

donc:

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{fc28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.8 \times fe}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie : $Br = (a-0,02)(b-0,02)$

Il faut vérifier que :

$$Br \geq Br_{calc} = \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{fc28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.8 \times fe}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Les résultats de la vérification au flambement pour les poteaux du RDC et celles les poteaux de l'étage courant sont représentées dans les tableaux II.7 et 8.

Tableau II.7 : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux du RDC.

L_f (m)	N_u (kn)	i (m)	λ	$\lambda_{\leq 50}$	A	B_r (m ²)	B_r ,calc	$Br > B_r$,cal
2.38	2401.84	0.17	14	Condition vérifiée	0.82	0.96	0.13	Vérifie

Tableau II.8 : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux de l'étage courant.

L_f (m)	N_u (kn)	i (m)	λ	$\lambda_{\leq 50}$	A	B_r (m ²)	B_r ,calc	$Br > B_r$,cal
2.142	2401.84	0.17	13	Condition vérifié	0.83	0.96	0.13	vérifier

b. Vérification selon RPA :

D'après l'article 7 .4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

- **Pour un étage courant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = 35\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

Niveau	Dimension de poteau (cm ²)
RDC	35x35
Etage courant	35x35

II.4.4. Pré dimensionnement du voile

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme et reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Les voiles sont considérer comme des éléments satisfaisant à la condition suivante de RPA99V2003 : $L \geq 4a$

Telle que :

L : longueur du voile.

a : épaisseurs minimale du voile (a min = 15cm).

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

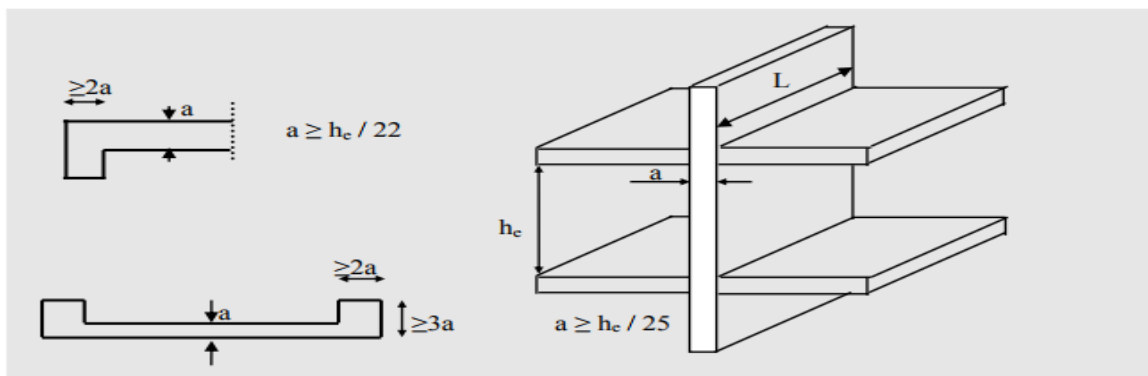


Figure II.6 : Pré dimensionnement des voiles

- **Pour RDC:**

$$a \geq (h_e/25 ; h_e/22). \quad h_e = 340$$

$$\begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{340}{25} = 13.6 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{340}{22} = 15.45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a \geq (13.6 \text{ cm} ; 15.45 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}).$$

- **Pour les restes des étages :**

$$a \geq (h_e/25 ; h_e/22). \quad h_e = 306$$

$$\begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{306}{25} = 12.24 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{306}{22} = 13.91 \text{ cm} \end{cases} \quad a \geq (12.24 \text{ cm} ; 13.91 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}).$$

L'épaisseur des voiles des contreventements et des voiles périphériques : **a = 20 cm**

II.5 Conclusion

On considéré ce chapitre comme une étape essentielle qui nous permet par la suite d'entamer d'autres chapitres. On base sur le pré dimensionnement des éléments principaux de notre projet à l'aide des différents règlements tels que le BAEL91 et le règlement parasismique algérien RPA99 modifié.

Chapitre III :

Etude des Eléments Secondaires

III.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de Contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les Éléments suivants :

- Le plancher (plancher à corps creux).
- Les escaliers.
- Les poutres de chaînage.
- La dalle d'ascenseur.
- L'acrotère.

III.1.1 Acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse réalisé en béton armé. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge (**Q**)

IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

III.1.2 Principe de calcul

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

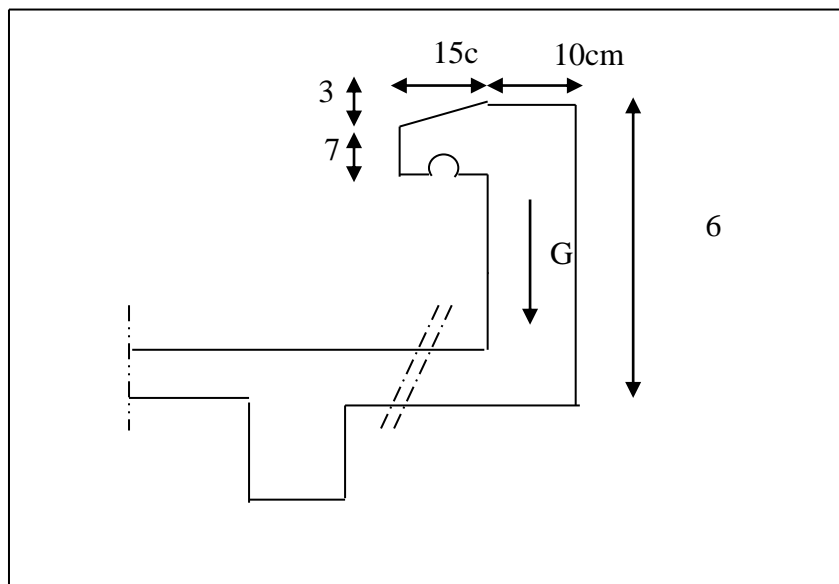


Figure III.1 : Schéma de l'acrotère

III.1.2.1 Evaluation des charges

a) charge permanente :

$$G = 1,837 \text{ KN/ml.}$$

b) Surcharge d'exploitation :

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

c) l'effort due au séisme :

$$FP = 0.88 \text{ KN/ml.}$$

On a : $F_P \leq Q$; alors, le ferrailage sera donc donnée par les sollicitations suivantes :

III.1.2.2 Combinaisons d'action

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

E.L.U :

$$M_u = 1.35 MG + 1.5 MQ \text{ avec } MG = 0.$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times H \Rightarrow M_u = 1.5 \times 1,00 \times 0,6 = 0,60 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1.35 G \Rightarrow N_u = 1.35 \times 1,837 = 2,48 \text{ KN.}$$

E.L.S :

$M_s = MG + MQ$ avec $MG = 0$.

$M_s = MQ \Rightarrow M_s = 1,00 \times 0,60 = 060 \text{ KN.m.}$

$N_s = G \Rightarrow N_s = 1,837 \text{ KN.}$

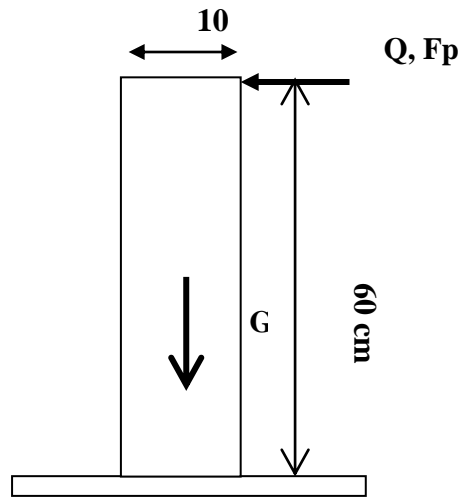


Figure III.2 : Evaluation des charges

III.1.2.3.Détermination du ferrailage

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

- h = 10 cm
- b = 100 cm
- d = 8 cm

On a résumé le ferrailage de l'acrotère dans le tableau suivant :

F_{c28}			26 Mpa	
$F_{t28}=0.6 + 0.06 f_{c28}$			2.16 Mpa	
Efforts	ELU	ELS	$A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$	
			ELU	ELS
M(KN,M)	0.90	0.6	0.25	0.29
N(KN)	2.48	1.837		
Fissuration préjudiciable :			204,5 Mpa	
$\sigma \leq \sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$				
$A_{\min}=0.23.b.d.f_{t28}/f_{e \text{ en}} \text{ cm}^2$			0.99	

III.2. LES ESCALIERS

III.2.1. Définition

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre un niveau à autre. Relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment.

III.2.2. Composition d'un escalier :

Il est caractérisés par :

- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La contre marche : la partie verticale d'une marche.
- La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- Le palier : la partie horizontale.
- La volée : suite ininterrompues des marches.

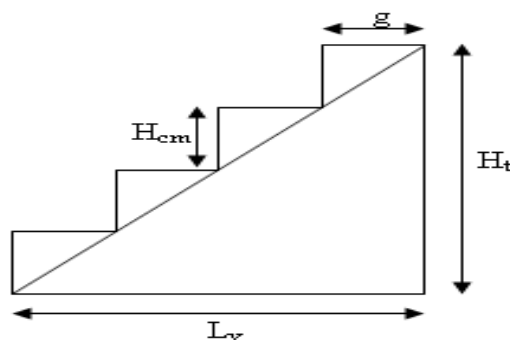


Figure III.3 : dimensionnement d'escalier

III.2.3. dimensionnement d'escalier

Pour les étages courants :

Le choix de dimension en fonction de destination de l'ouvrage et de la condition d'utilisateur ; pratiquement on doit remplir la condition suivantes :

- Pour passer d'un étage à l'autre difficilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g » entre le 22 cm et 33cm : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

Pour vérifier que la condition convient, on utilise la formule empirique de « BLONDEL »

:

En pratique on prend $g+2h=64\text{cm}$

Avec : $59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$

Dans notre cas nous avons :

$$14\text{ cm} \leq h = 17\text{ cm} \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{ cm} \leq g = 30\text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

$$59\text{ cm} \leq g+2h = 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$$

Donc on adopte : $h = 17\text{ cm}$

$g = 30\text{ cm}$

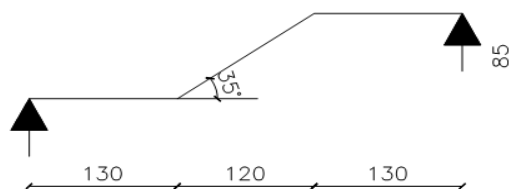


Figure III.4 : schéma type 1

- **Nombre de contre marche et de marche :**

$$N_{c.m} = H/h \quad H : \text{hauteur libre d'étage}$$

$$N_{c.m} = 323/17 = 19 \text{ contre marches}$$

$$N_m = N_{c.m} - 1 = 18 \text{ marches.}$$

. **La longueur de la volée :**

$$L_v = N_m \times g = 18 \times 30 = 540\text{ cm}$$

. **L'angle d'inclinaison :**

$$\text{tg} \alpha = H/L = 85/120 = 0.708$$

$$\alpha = \text{Arc tg}(0,708) = 35.31^\circ$$

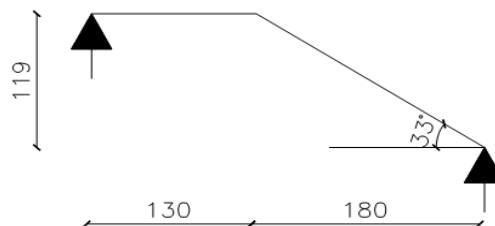


Figure III.5: schéma type 1

- **L'épaisseur de la paillasse** : est calculée suivant la condition

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

Paillasse : $L_p = 120/\sin\alpha = 147,06\text{cm}$. (L_p =longueur de la paillasse).

$$L = 147.06+130+130 = \mathbf{407.06\text{cm}}$$

$$407.06/30 \leq e \leq 407.06/20$$

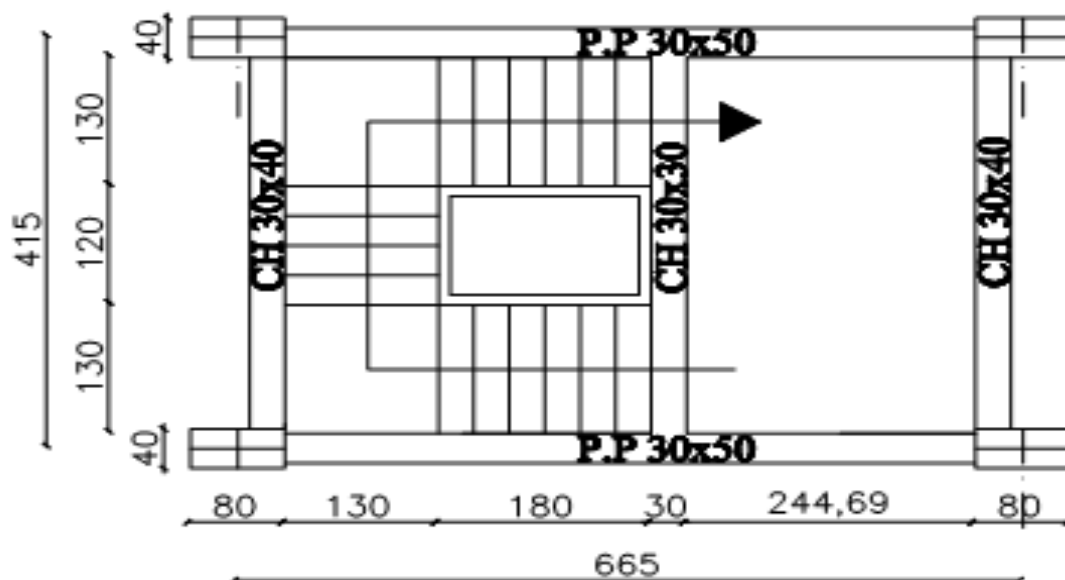
$$13.57 \text{ cm} \leq e \leq 20.35 \text{ cm}$$

On adopte : **e = 16cm**... ((Pour les raisons de la vérification de la flèche))

III.2.4.Ferrailage d'escalier :

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage : $C \geq 1 \text{ cm}$ soit $C= 2\text{cm}$.



a) **Calcul des sollicitations à ELU :**

Calcul des moments max et efforts Tranchants max :

Evaluations des charges : ($\alpha=35.31^\circ$)

Tableau III.1 : Evaluations des charges-escaliers

Charge	G (KN)	Q (KN)	$q_u =$ $(1.35G+1.5Q)/\cos\alpha$	$q_s = (G+Q)/\cos\alpha$
Paillasse	8,5	25	15,23	11,00
Charge	G (KN)	Q (KN)	$q_u = (1.35G+1.5Q)$	$q_s = (G+Q)$
Palier	5,4	25	11.04	7,90

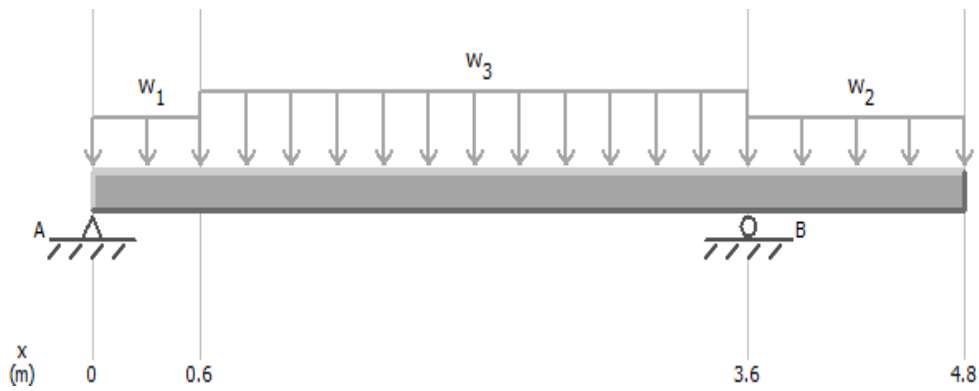


Figure III.6 : Evaluations des charges

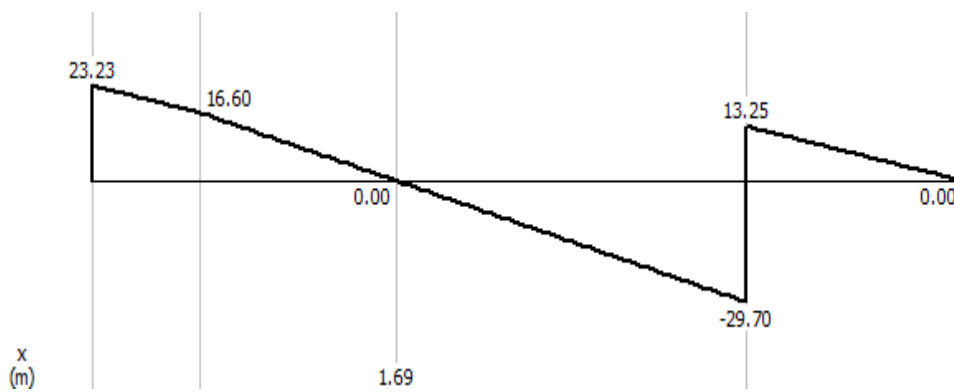


Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchant à ELU

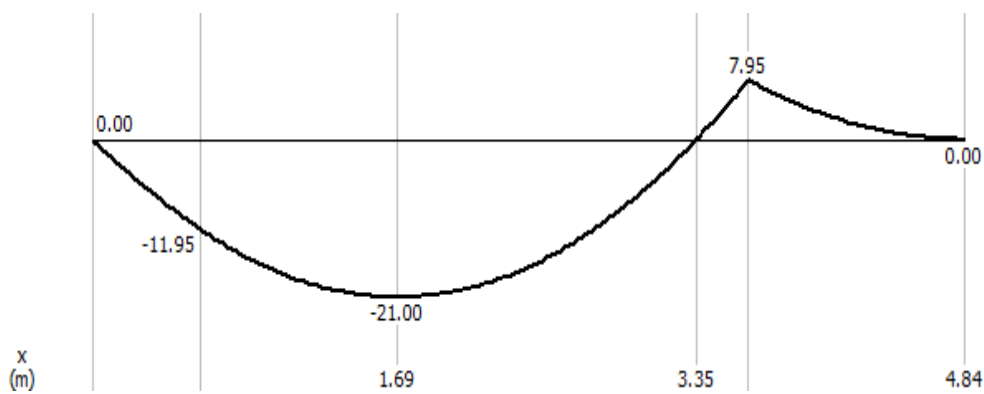


Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant à ELU

.moment isostatique : $M_0 = 21.00 \text{ KN.m}$

.moment en travée : $M_t = 0.85.M_0 = 17.85 \text{ KN.m.}$

.moment sur appui : $M_a = \max (0.30.M_0, 7.95) = 7.95 \text{ KN .m.}$

-Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (bx h)=(100x15) cm² ;
d = 13cm.

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Les armatures longitudinales des escaliers

F _{c28}		26 Mpa
F _{t28} =0.6 + 0.06 f _{c28}		2.16Mpa
Efforts	ELU	As (cm ² /ml)
		ELU
M _{tra} (KN, M)	17.85	4.10
M _{app} (KN, M)	7.95	1.79
A _{min} =0.23.b.d.f _{t28} /f _c en cm ²		1.61

d) Vérification a l'ELS

• **Etat limite d'ouverture de fissures**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

.Moment isostatique : M₀= **23.22 KN.m**

.Moment en travée : M_t= 0.85.M₀= **19.737 KN.m**

.Moment sur appui : M_a= 0.30.M₀= **6.966 KN .m**

• **Etat limite de compression du béton :**

	$\sigma = \frac{M_{ser}}{I} . Y$ en Mpa	$\bar{\sigma} = 0.6 f_{c28}$ en Mpa
F_{c28}	26	26
En travée	5.90	15.60
En appui	3.90	15.60

III.3. Les balcons

III.3.1.Définition

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, ou encastres d'un cote au niveau d'une autre appartenant au plancher, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm. Selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont encastres d'un cote au niveau d'une autre

appartenant au plancher. On fait notre calcul sur le balcon le plus sollicité pour une bande de 1m

. III.3.2. Etude Des Balcons :

Le balcon est modélisé comme une dalle encastree sur une cote appartenant au plancher
 Pour le calcul RDM, on a fait un calcul à l'aide de programme «MDSolids».

- Balcon étage courant :

a- Pré dimensionnement :

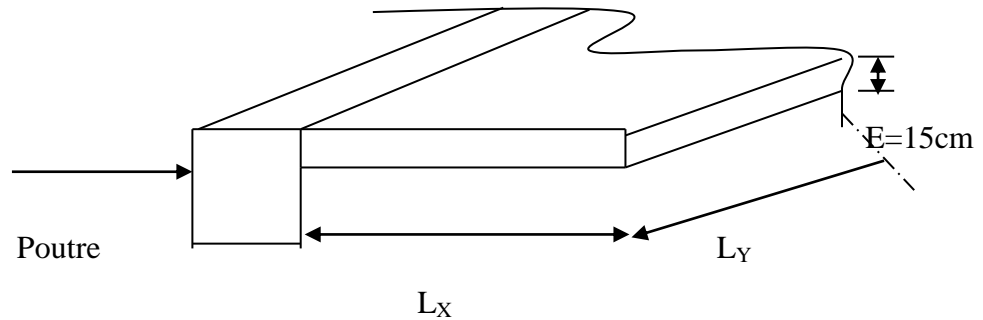


Figure III.9 : schéma du balcon

On a : $L_x=1.00m$; $L_y=3.85m$

Et on a : $\frac{L_x}{L_y} = 0.26$

L'épaisseur : $\frac{L_y}{35} \leq e \leq \frac{L_y}{30} \Rightarrow 11 \leq e \leq 12.83$

On prend : **e = h = 15 cm**

b- Evaluation des charges :

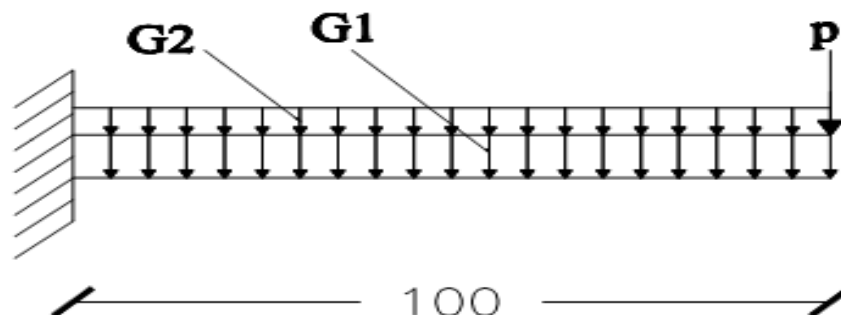


Figure III.10 : Evaluations des charges

- charges permanentes : $G1=5,30 \text{ KN/m}^2$
- charge d'exploitation : $G2= 3.5 \text{ KN/m}^2$
- charge du à la main courante : $Q= 1.00 \text{ KN/m}^2$
- poids du mur $p=1.20 \text{ KN/m}^2$

C. détermination des moments fléchissant et de l'effort tranchant :

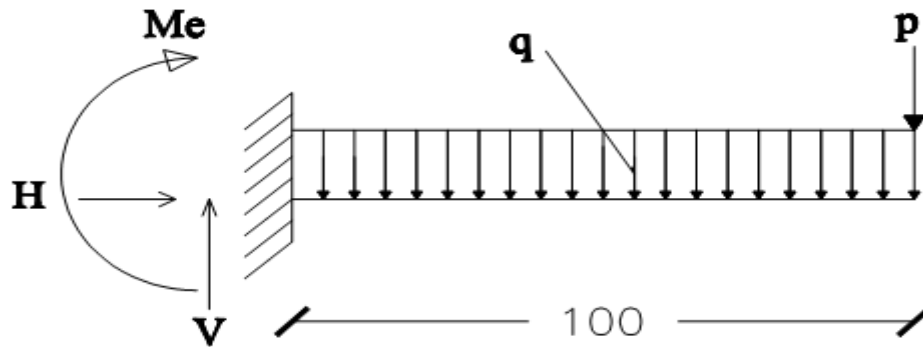


Figure III.11 : Evaluations des charges

1/ ELU :

$$Q_u = 1.35G1 + 1.5G2 = 1.35 \times 5.30 + 1.5 \times 3.50 = 12.40 \text{ KN/M}$$

$$P_u = 1.35 \times 1.20 \times 1.20 \times 1 \text{ ml} = 1.944 \text{ KN.}$$

2/ ELS:

$$Q_s = G1 + G2 = 5.30 + 3.50 = 8.80 \text{ KN/M}$$

$$P_s = 1.20 \times 1.20 \times 1 \text{ ml} = 1.44 \text{ KN}$$

Selon le Programme MDSolids, les résultats obtenus sont :

Tableau III.3 : Résultat obtenu Selon le Programme MDSolids

	P_u (kn)	P_s (kn)	Q_u (Kn/ml)	q_s (Kn/ml)	M_u (Kn.ml)	M_s (Kn.ml)	V_u (Kn)	V_s (Kn)
E. courant	1.944	1.44	12.40	8.80	15.85	11.34	19.92	14.20

-Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (bx h)= (100x15) cm²;
d = 13cm.

On prend en considération lors du ferrailage du balcon à l'E.L.S, la vérification de la contrainte de l'acier à la traction, puisque l'état de la fissuration est préjudiciable

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Les armatures longitudinales deu Balcon.

F_{c28}			26	Mpa
$F_{t28}=0.6 + 0.06 f_{c28}$			2.16	Mpa
Efforts	ELU	ELS	$A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$	
			ELU	ELS
M(KN,M)	15.8 5	11.34	3.63	4.71
Fissuration préjudiciable : $\sigma \leq \sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$			204,5 Mpa	
$A_{\min}=0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}/f_e \text{ cm}^2$			1.86	

III.4 Etude des planchers

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions (16x20x55) cm³, avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

➤ Dalle à corps creux

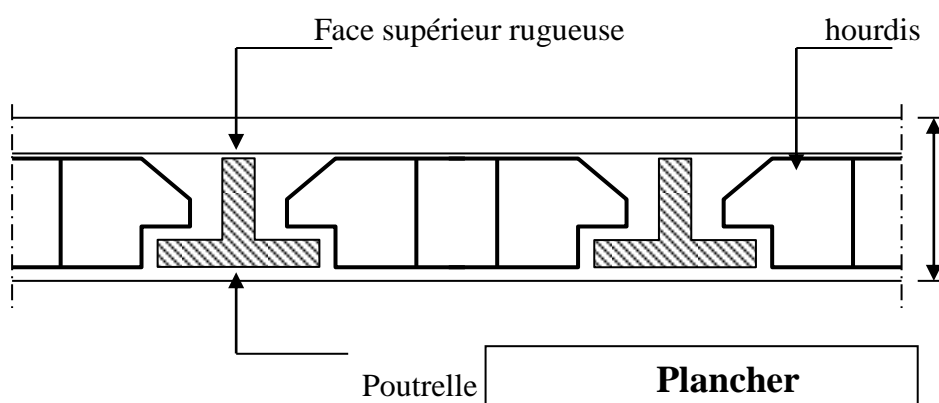


Figure III.12 : Plancher a corps creux

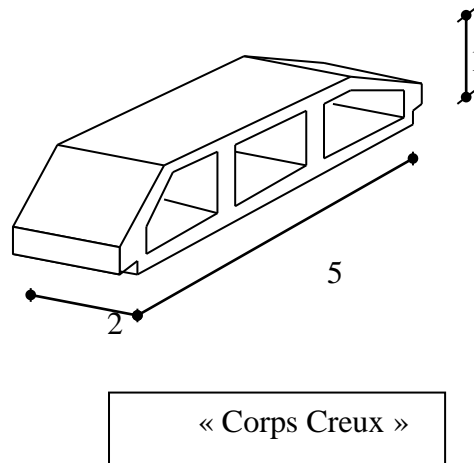


Figure III.13 : Corps Creux

III.4.1 Dimensionnement des poutrelles

A - Méthode de calcul :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- **Présentation théorique de la méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, d'hôpitaux, d'enseignement, les bâtiments à usage de bureaux

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **BAEL 91** , on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivants sont remplies :

1^{ère} Condition : $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$.

- Plancher terrasse :

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (12.82, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ CV

- Plancher étage courant :

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.80, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$CV

2^{ème} Condition : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

- $0.8 \leq \frac{2.95}{2.40} = 1.23 \leq 1.25$ CV
- $0.8 \leq \frac{2.65}{2.40} = 1.10 \leq 1.25$ CV
- $0.8 \leq \frac{2.65}{2.60} = 1.02 \leq 1.25$ CV

3^{ème}. Condition : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante »CV

4^{ème}. Condition : la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « **la méthode forfaitaire** ».

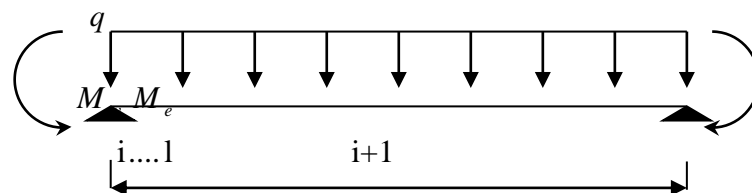
B - Application de la méthode :

Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

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

M_t : moment maximal dans la travée considérée.



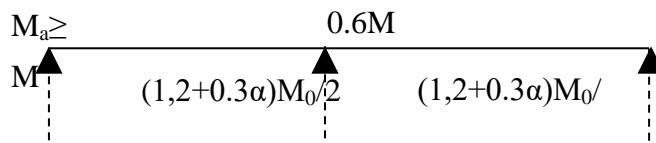
D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les contions **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

1 • $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$

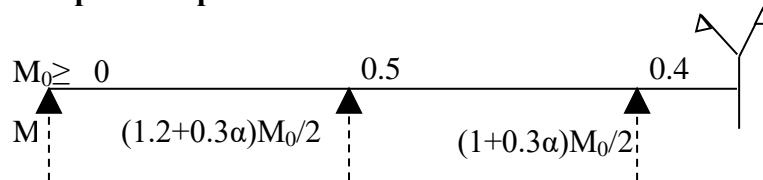
2 • $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{array} \right.$

- Les valeurs minimales des moments :

- cas d'une poutre à deux travées : $M_{0(1-2)} = \max (M_{01} ; M_{02})$



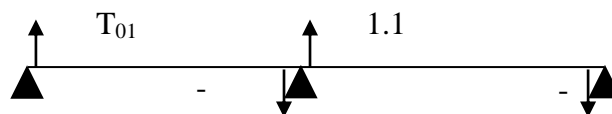
- cas d'une poutre à plusieurs travées :



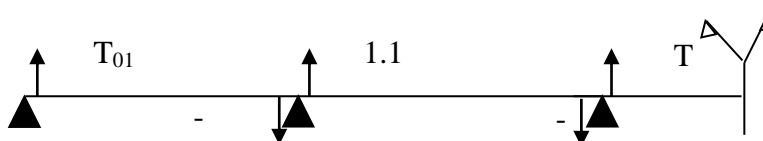
Dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à : $M_a = -0.15M_0$

- Les efforts tranchants :

- cas d'une poutre à deux travées :



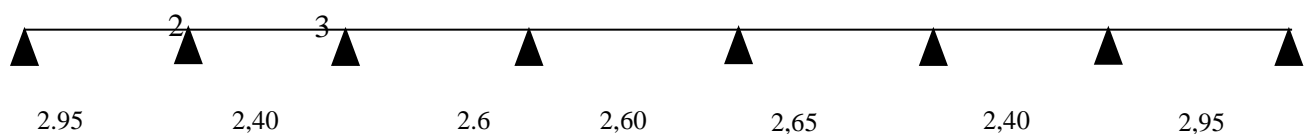
- cas d'une poutre à plusieurs travées :



a-Evaluation des charges : (charge sollicitée sur les poutrelles)

1- plancher terrasse : c'est le cas le plus défavorable vis-à-vis la charge et on prend le type de poutrelle à 07 travées

1.1- Type 1 poutrelle à 07 travées



Charge permanente : $G = 6.34 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{1+6.34} = \mathbf{0.135}$$

$$(1+0.3 \alpha) = (1+0.3 \times 0.135) = \mathbf{1.041}$$

$$(1+0.3 \alpha)/2 = (1+0.3 \times 0.135)/2 = \mathbf{0.520}$$

$$(1.2+0.3 \alpha)/2 = (1.2+0.3 \times 0.135)/2 = \mathbf{0.620}$$

Calcul à l'état limite ultime :

Combinaison de charge : (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$$

$$Q_u = 1.35 (6.41) + 1.5 (1) \times 0.65 = \mathbf{6.60 \text{ KN/ml.}}$$

Les moments isostatiques :

$$\bullet M_{0(1-2)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{6.60 \times (2.95)^2}{8} = \mathbf{7.18 \text{ KN.m}}$$

Les moments sur appuis :

$$Ma_1 = 0.15 M_{0(1-2)} = 0.15 \times 7.18 = \mathbf{1.08 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_2 = 0.5 M_{0(1-2)} = 0.5 \times 7.18 = \mathbf{3.59 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_3 = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.4 \times 7.18 = \mathbf{2.87 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_4 = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.4 \times 7.18 = \mathbf{2.87 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_5 = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.4 \times 7.18 = \mathbf{2.87 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_6 = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.4 \times 7.18 = \mathbf{2.87 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_7 = 0.5 M_{0(1-2)} = 0.5 \times 7.18 = \mathbf{3.59 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_8 = 0.15 M_{0(1-2)} = 0.15 \times 7.18 = \mathbf{1.08 \text{ KN.m}}$$

• Les moments en travée :

Travée (1-2), (7-8) : travée de rive

$$Mt_{(1-2), (7-8)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (7.18) - (1.08+3.59)/2 = 5.20 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.135) \times 7.18/2 = 4.45 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{Mt_{(1-2)} = Mt_{(7-8)} = 5.20 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3), (6-7): travée intermédiaire

$$M_{t(2-3), (6-7)} : \max \begin{cases} 1.05 (7.18) - (3.59+2.87)/2 = 4.31 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.135) \times 7.18/2 = 3.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(6-7)} = \mathbf{4.31 \text{ KN.m}}$$

Travée (3-4),(4-5), (5-6): travée intermédiaire

$$M_{t(3-4), (4-5), (5-6)} : \max \begin{cases} 1.05 (7.18) - (2.87+2.87)/2 = 4.67 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.135) \times 7.18/2 = 3.740 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(3-4)} = M_{t(4-5)} = M_{t(5-6)} = \mathbf{4.67 \text{ KN.m}}$$

• **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.95/2 = \mathbf{9.74 \text{ KN}}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 9.74 = \mathbf{10.74 \text{ KN}}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.60 \times 2.40/2 = \mathbf{8.71 \text{ KN}}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.40/2 = \mathbf{7.92 \text{ KN}}$$

$$T_{w(3-4)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.65/2 = \mathbf{8.745 \text{ KN}}$$

$$T_{e(3-4)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.65/2 = \mathbf{8.745 \text{ KN}}$$

$$T_{w(4-5)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.60/2 = \mathbf{8.58 \text{ KN}}$$

$$T_{e(4-5)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.60/2 = \mathbf{8.58 \text{ KN}}$$

$$T_{w(5-6)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.65/2 = \mathbf{8.745 \text{ KN}}$$

$$T_{e(5-6)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.65/2 = \mathbf{8.745 \text{ KN}}$$

$$T_{w(6-7)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.40/2 = \mathbf{7.924 \text{ KN}}$$

$$T_{e(6-7)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.60 \times 2.40/2 = \mathbf{8.71 \text{ KN}}$$

$$T_{w(7-8)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.60 \times 2.95/2 = \mathbf{10.71 \text{ KN}}$$

$$T_{e(7-8)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.95/2 = \mathbf{9.74 \text{ KN}}$$

Calcul à l'état limite de service :

Combinaison de charge : (le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$q_s = (G+Q) \times 0.65 \quad \Rightarrow \quad q_s = (6.34+1) \times 0.65 = \mathbf{4.78 \text{ KN/m}}$$

Moments isostatiques :

$$M_0(1-2) = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{4.817 \times (2.95)^2}{8} = \mathbf{5.20 \text{ KN.m}}$$

• **Les moments sur appuis :**

$$Ma_1 = 0.15M_{0(1-2)} = 0.15 \times 5.20 = \mathbf{0.780 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_2 = 0.5M_{0(1-2)} = 0.5 \times 5.20 = \mathbf{2.60 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_3 = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.4 \times 5.20 = \mathbf{2.08 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_4 = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.4 \times 5.20 = \mathbf{2.08 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_5 = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.4 \times 5.20 = \mathbf{2.08 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_6 = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.4 \times 5.20 = \mathbf{2.08 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_7 = 0.5 M_{0(1-2)} = 0.5 \times 5.20 = \mathbf{2.60 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_8 = 0.15 M_{0(1-2)} = 0.15 \times 5.20 = \mathbf{0.78 \text{ KN.m}}$$

• **Les moments en travée :**

Travée (1-2): travée de rive

$$Mt_{(1-2), (7-8)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (5.24) - (0.784 + 2.60)/2 = 3.80 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.135) \times 5.20/2 = 3.25 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{Mt_{(1-2)} = Mt_{(7-8)} = 3.80 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3) (6-7) : travée intermédiaire

$$Mt_{(2-3), (6-7)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (5.24) - (2.62 + 2.08)/2 = 3.144 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.135) \times 5.20/2 = 2.726 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{Mt_{(2-3)} = Mt_{(6-7)} = 3.144 \text{ KN.m}}$$

Travée (3-4), (4-5), (5-6) : travée intermédiaire

$$Mt_{(3-4), (4-5), (5-6)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (5.24) - (2.096 + 2.08)/2 = 3.41 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.135) \times 5.20/2 = 2.716 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{Mt_{(3-4)} = Mt_{(4-5)} = Mt_{(5-6)} = 3.41 \text{ KN.m}}$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

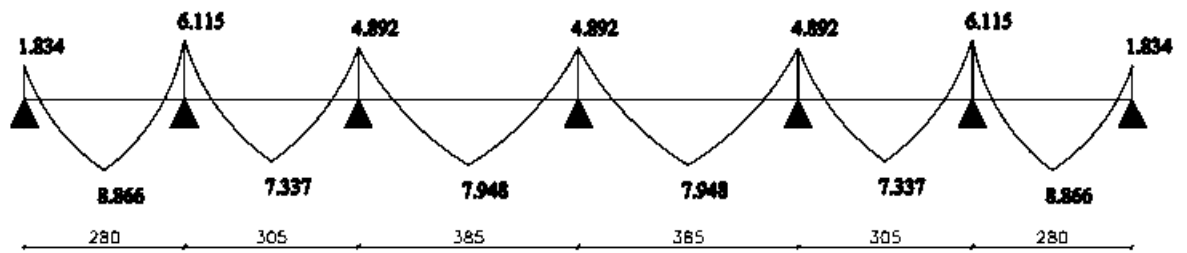


Diagramme des moments à

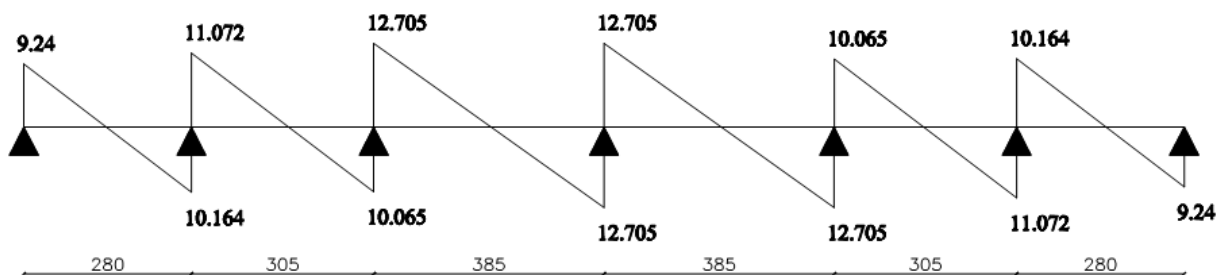


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

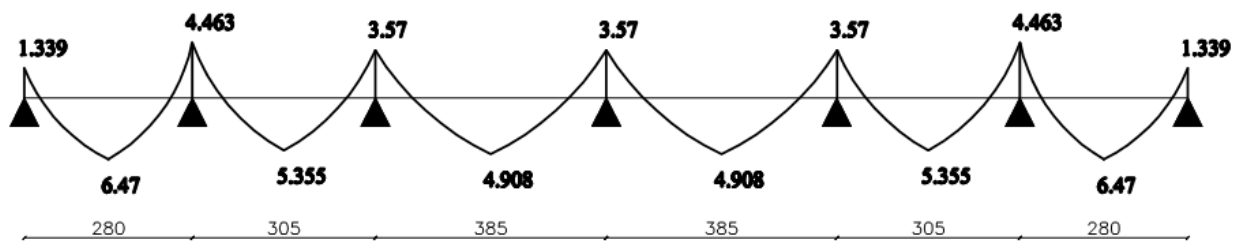


Diagramme des moments à l'E.L.S.

≤ Détermination des armatures :

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	T_U (KN)
Appuis	3.59	2.62	10.714
travées	5.20	3.80	

On a résumé le ferrailage des poutrelles avec l'utilisation du logiciel SOCOTEC dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Détermination des armatures des Poutrelles du plancher terrasse

F_{c28}		26 MPa
$F_{t28}=0.6 + 0.06 f_{c28}$		2.16 MPa
Efforts	ELU	As (cm ² /ml)
		ELU
M_{app} (KN,M)	3.59	0.58
M_{tra} (KN,M)	5.20	0.84
$A_{min \text{ appui}}=0.23.b.d.f_{t28}/f_e$		0.22
$A_{min \text{ travée}}=0.23.b.d.f_{t28}/f_e$		1.41

Vérifications de l'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{10.714}{0.10 \times 0.18 \times 1000} = 0,56 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

F_{c28}	26 MPa
Fissuration peut nuisible :	
$\overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$ en MPa	Min (3.46 ; 5)=3.46 MPa

III.5 Conclusion

L'étude des éléments secondaires traitée dans ce chapitre est basée sur le calcul de : l'acrotère, les escaliers et le balcon. Le calcul est fait selon les notions du (BAEL 91), ainsi que le règlement RPA 99.

Chapitre IV :

**Etude Dynamique
Du Bâtiment**

IV.1.ETUDE SISMIQUE

IV.1.1.Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.1.2.L'étude dynamique

IV.1.2.1.Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties**. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums due un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.2.2.Modelisation De La Structure

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage a étudié.

IV.1.2.3.Modélisation de la structure étudiée

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan. Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de connu sur le nom ETABS.

IV.3. Présentation du logiciel ETABS

Le programme ETABS (Extended Three Dimensional Analyse of Building Systems) est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures. Et de modélisation des structures d'ingénierie, Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise. Il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution et autres avantages relevant du domaine des bâtiments.

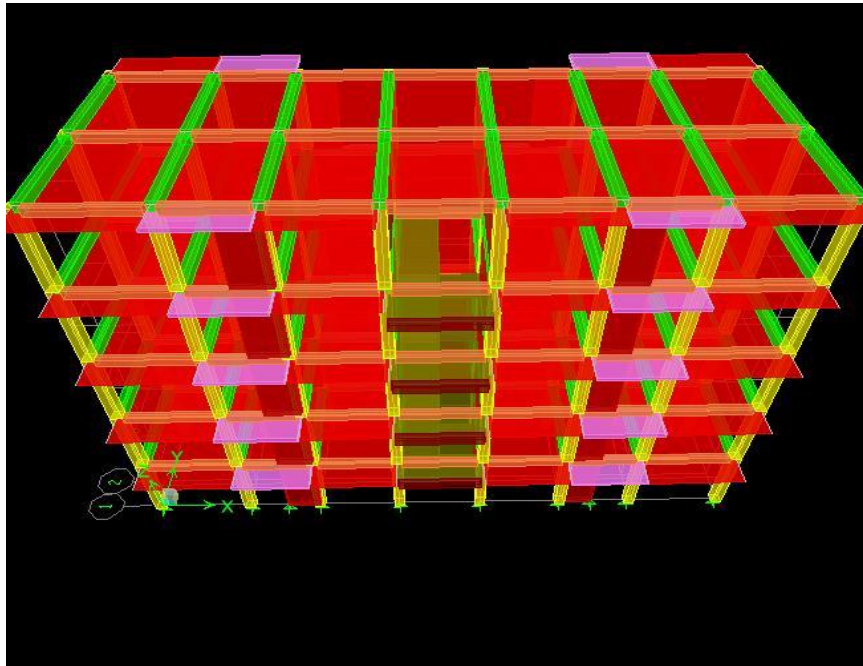


Figure IV.1 : Modèle 3D de la structure.

IV.4. COMBINAISON D'ACTION

On va utiliser les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

- $ELU = 1.35G + 1.5Q$
- $ELS = G + Q$
- $ELA = G + Q \pm E$
- $ELA = 0.8G \pm E$

IV.5.CHOIX DES METHODES D'ESTIMATION DES FORCES SISMIQUES

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure, on citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

IV.5.1.METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

IV.5.1.1.Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

IV.5.1.2.Modélisation

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ' translation horizontale ' par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.5.1.3.Domaine d'application

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA 99, page 39. Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2003.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ❖ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 17m en zones I

- ❖ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupes

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.5.2.METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE

IV.5.2.1.Principe de la méthode

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibration de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.5.2.2.Modélisation

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur : La régularité en plan, la rigidité ou non des planchers, le nombre de degrés de liberté des masses concentrées, la déformabilité du sol de fondation.

IV.5.2.3.Domaine d'application

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

IV.5.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires) par un personnel qualifié.

IV.5.4.Choix de la méthode de calcul

La méthode d'analyse modale spectrale et la méthode statique équivalente sont applicables, d'après le RPA99 modifié 2003.

IV.6. Détermination des paramètres du spectre de réponse

- ◆ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Tissemsilt donc en zone IIa.
- ◆ Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.
- ◆ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

IV.7.Disposition des voiles

La disposition des voiles doit satisfaire un certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique
- Assurer une excentricité minimale

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismiques algériennes (RPA 99 V.2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant à la base.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure V.3.

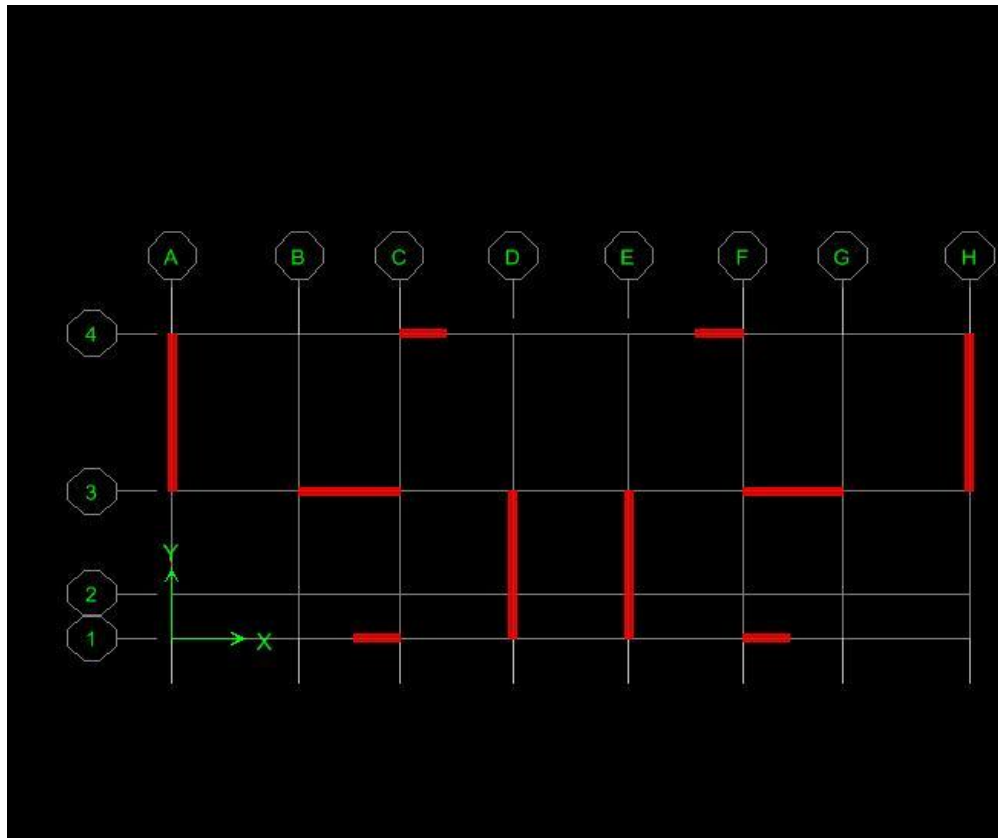


Figure IV.2 : Disposition des voiles.

IV.8.Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

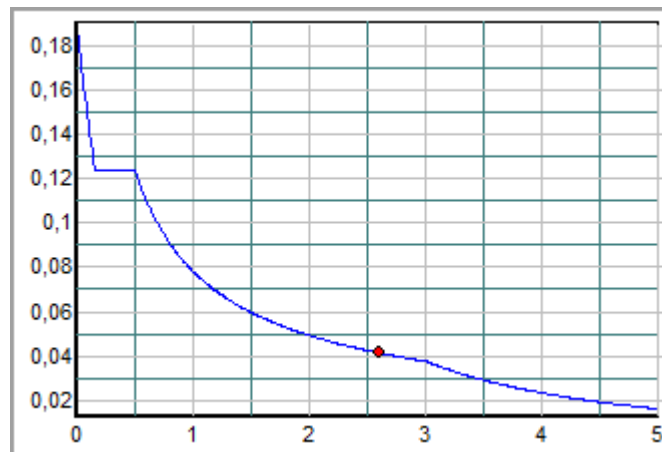


Figure IV.3 : Spectre de réponse de calcul.

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

$g = 9,81$

A : coefficient d'accélération de zone

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du "2" (bâtiment à usage d'habitation)
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Tissemsilt (zone IIa)

Donc : $A=0,15$

η : Facteur de correction d'amortissement (lorsque l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

$\xi=7\%$. (Portique en béton armée et de remplissage dense)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$R=4$ (Portiques contreventés par des voiles.)

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

$T_2=0,5$ s (site meuble $S=3$)

$$Q : \text{Facteur de qualité } (Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q)$$

- | | |
|--|---------------------------------------|
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | \Rightarrow observée $P_q=0$ |
| 2. Redondance en plan | \Rightarrow observée $P_q=0$ |
| 3. Régularité en plan | \Rightarrow observée $P_{q2}=0$ |
| 4. Régularité en élévation | \Rightarrow non observée $P_q=0,05$ |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | \Rightarrow non observée $P_q=0,05$ |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | \Rightarrow non observée $P_q=0,1$ |

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,2.$$

IV.9. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

Soit : $V = \frac{ADQ}{R} W$

Le RPA99 ver.03 préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$W = \sum W_{étage}^i$ tel que : $W_{étage}^i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$W_{étage}^i$: représente le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes (plancher i).

W_{Qi} : surcharge d'exploitation (plancher i).

$\beta = 0,2$ pour les étages à usage habitation (c'est le coefficient de pondération il est fonction de la nature et de la charge d'exploitation)

Tableau IV.1 : Poids des bâtiments en termes de sections de poteau

Sections du poteau m²	(35×35)
Masse	9982,424
W (KN)	

$A = 0,15$ (groupe 2 zone IIa) $Q = 1,20$ $R = 4$

IV.9.1 Le facteur d'amplification dynamique moyen D

il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par RPA99/ version 2003

$T_2 = 0,5$ s (site meuble $S=3$)

IV.9.2 Calcul de la période fondamentale de la structure par la formule empirique

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques suivantes :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6

$C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 15,30 \text{ m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

Tableau IV.2 : Les dimensions des bâtiments mesurés à sa base dans la direction de calcul considéré

Sections du poteau (m ²)		(35×35)	
la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré		21,10	10,95
D_x	D_y		

AN :

$$- T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,050 (15,30)^{3/4} = 0,39 \text{ S. Dans les deux directions}$$

$$- \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \frac{15,30}{\sqrt{21,10}} = 0,30 \text{ S} \\ T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \frac{15,30}{\sqrt{10,95}} = 0,42 \text{ S} \end{array} \right.$$

-

Tableau IV.3 : Les Périodes des bâtiments

Sections du poteau (m ²)		(35×35)	
Période T (S)		T _{3X}	T _{3Y}
Longitudinal	Transversal	0,3	0,42

On remarque d'après les résultats illustrés dans le tableau V.3, que les périodes du bâtiment sont identiques dans les deux sens x et y pour tous les types des poteaux étudiés.

IV.9.3 Condition sur la période fondamentale

Sens longitudinal : $0 < T_{2X} = T_{3X} < T_{1X} < T_2$ donc $D_{long} = 2,5$ $\eta = 2,21$.

Sens transversal : $0 < T_{1Y} = T_{2Y} = T_{3Y} = 0,42 < T_2$ donc $D_{trans} = 2,5$ $\eta = 2,21$.

$D_{long} = D_{trans}$ donc on va faire un seul calcul pour V.

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W$$

$$V_x \text{ statique} = V_y \text{ statique} = \frac{0,15 \times 1,20 \times 2,21}{4} \times 9982,424 = 992,75 \text{ KN}$$

Tableau IV.4 : La force sismique totale

Sections du poteau m²	35×35
La force sismique totale V	992,75

IV.9.4 Résultante des forces sismiques de calcul

Le tableau V4 présente les valeurs de la force statique de la structure qui augmente significativement avec l'augmentation de la section du poteau elle et est de l'ordre de 948.36 ; 968.54 et 992.75 KN pour les poteaux P1, P2 et P3 respectivement. D'après le RPA99/2003 (art 4.3.6), la résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminés pas la méthode statique équivalente : $0.8V < V_t$

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.

Sections du poteau m²	Résultante des forces sismiques	V_{dyn}(KN)	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	$V_{dyn} > 0,8V_{st}$
(35×35)	Sens x-x	1054,55	948,36	758,69	Condition vérifié
	Sens y-y	1065,74	948,36	758,69	Condition vérifié

V.10 Caractéristiques Géométriques

V.10.1 Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées (X_G , Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : est la masse de l'élément " i ".

$$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases} : \text{sont les coordonnées de l'élément "i "}$$

V.10.2. Calcul de l'excentricité

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- **Excentricité théorique**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

- **Excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a \begin{cases} \max & e_{ax} = 5\%L_x \\ & e_{ay} = 5\%L_y \end{cases}$$

Tableau IV.6 : Centre de masse et Centre de rigidité.

Sections du poteau (m ²)	Etage	Centre de masse			Centre de rigidité		Excentricité	
		Masse(KN)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	Ex(m)	Ey(m)
(35×35)	RDC	2025,992	10,350	4,013	10,350	3,880	0	0,133
	1	2025,992	10,350	4,013	10,351	3,738	0,001	0,275
	2	2025,992	10,350	4,013	10,351	3,660	0,001	0,353
	3	1987,738	10,340	4,038	10,350	3,621	0,10	0,417
	4	1916,712	10,350	3,978	10,350	3,618	0,00	0,360

Donc :

$$e_a = 0,05 \times 21,10 = 1,06 \text{ m}$$

$$e = \text{Max}\{e_x; e_y; e_a\} = 1,06 \text{ m}$$

V.11 Caractéristiques dynamiques de bâtiment

Le tableau IV.3 résume toutes les données relatives aux périodes et les participations massiques de tous les modes (les valeurs données par ETABS).

Tableau IV.7. Participation des masses cumulées.

Sections du poteau (m ²)	Mode	Période (sec)	U _X	U _Y	SumU _X	SumU _Y
(35×35)	1	0,356687	71,3281	0,0003	71,3281	0,0003
	2	0,234559	0,0002	69,5791	71,3282	69,5794
	3	0,212889	0,0669	0,0005	71,3951	69,5799
	4	0,084747	18,4812	0	89,8763	69,5799
	5	0,047771	0,0002	21,8015	89,8765	91,3814
	6	0,043878	0,0014	0	89,8779	91,3815
	7	0,03557	6,4736	0,0004	96,3516	91,3818
	8	0,021293	0,0491	6,0864	96,4006	97,4682
	9	0,020874	2,7021	0,105	99,1028	97,5733
	10	0,019742	0,0065	0	99,1092	97,5733
	11	0,018521	0,0727	0,0014	99,1819	97,5747
	12	0,017466	0,0005	0,0003	99,1824	97,575

V.11.1 La période fondamentale de la structure

Tableau IV.8 : Vérification selon RPA99V03 $T_{dyn} < T_{cal}$

Sections du poteau m ²		(35×35)	
La période fondamentale de la structure T (S)		0,356687	
Participation massique dépasse 90% au		7 ^{ém} mode	5 ^{ém} mode
Selon plan x-x	Selon plan y-y		
T_{dyn}	T_{cal}	0,356687	0,5
Vérification selon RPA99V03 $T_{dyn} < T_{cal}$		Condition vérifié	

1°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.

2°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

➤ Selon le **RPA99V03** les valeurs de T_{dyn} calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles

estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de **30%**

V.11.2 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivante : (Art 4.2.5) RPA99/2003

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{Si } T > 0.7\text{Sec} \\ 0 & \text{Si } T \leq 0.7\text{Sec} \end{cases}$$

Où T est la période fondamentale de la structure

Le RPA 99/2003 exige que la valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0.25V

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : Niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au plancher i et j

Dans notre cas $T < 0.7$ Sec donc $F_t = 0 < 0.25 V$ condition vérifiée

$$V_{x,dyn} = V_{y,dyn} \text{ Donc : } F_{x,dyn,i} = F_{y,dyn,i}$$

Les résultats des forces sismiques qui se développent dans les différents niveaux sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.9 : Résultat des forces sismiques.

Sections du poteau (m ²)	Niveau	H(m)	W _i (KN)	H x W _i	V _X =V _Y	F _x = F _y
(35×35)	4	15,30	1916,712	29325,69	992,75	320,44
	3	12,24	1987,738	24329,91	992,75	265,85
	2	9,18	2025,992	18598,61	992,75	203,23
	1	6,12	2025,992	12399,07	992,75	135,48
	RDC	3,06	2025,992	6199,536	992,75	67,74
Somme				90852,82		992,74

V.13.Vérification vis-à-vis du renversement

Cette condition se réfère à la stabilité de l'ensemble ou de l'ouvrage soumis à des effets de renversement, pour que notre structure stable au renversement il faut que :

$$\frac{M_{Stabilisateur}}{M_{Renversement}} \geq 1.5$$

Pour cette vérification on utilisera la combinaison $0.8G \pm E$. En effet, cette combinaison tient compte indirectement de l'action ascendante du séisme, action qui à tendance à contrebalancer en partie l'action stabilisatrice du poids de la structure vis-à-vis du renversement.

M_s : Moment stabilisateur due aux charges verticales, $M_s=W.L/2$

M_r : Moment renversant, $M_r=\sum F_i \times H_i$

W : Poids du bâtiment

Tableau IV.10 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

	Niveau	H (m)	F (kN)	M _{Ren} (kN.m)
(35×35)	4	15,30	320,44	4902,732
	3	12,24	265,85	3254,004
	2	9,18	203,23	1865,651
	1	6,12	135,48	829,1376
	RDC	3,06	67,74	207,2844
Somme				11058,81

Tableau IV.11 : Calculs du moments stabilisants et moment renversant pour chaque structure.

Sections du poteau (m ²)		Moment stabilisateur M _s (KN.m)		Moment renversant M _r (KN.m)	Verification Ms /Mr≥1,5		Remarques
(35×35)		103298,2	40042,08	11058,81	9,340806	3,620831	Condi ons vérifiés
Sens longitudinal	Sens transversal						
Sens longitudinal	Sens transversal						

La stabilité au renversement est alors vérifiée dans les deux sens y.

V.14. Justification vis à vis de l'effet P-Δ

L'effet P-delta est un effet non linéaire (effet du 2^{ème} ordre) qui se produit en chaque structure où les éléments de la structure sont soumis à des charges axiales, c'est un effet associée à l'importance de la charge axiale 'P' et le déplacement 'delta'. L'effet P-delta est aussi lié à :

- ❖ L'importance de la charge axiale P.
- ❖ La rigidité ou la souplesse de la structure dans l'ensemble.
- ❖ La souplesse des différents éléments de la structure.

Pour considérer que l'effet P- Δ est négligeable, on doit vérifier la rigidité de la structure. Le RPA propose de vérifier cela en vérifiant l'inégalité suivante :

$$V_k > P_k \Delta_k$$

$$= \sum_{i=k}^n F_i$$

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau **k**.

V_k: Effort tranchant d'étage au niveau **k**.

h_k: Hauteur de l'étage **k**.

Δ_k: Déplacement relatif du niveau **k** par rapport à niveau **k-1** donné par l'expression.

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

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

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal de l'étage **k**.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de la torsion).

R: Coefficient de comportement de la structure.

Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$ selon le RPA99/ V. 2003 (Art 5.9 page 54).

Si $\theta_k > 0,2$ la structure est instable et doit être redimensionnée.

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage (RPA 99/ V. 2003 Art 5.10 page 54).

Le logiciel de calcul **ETABS** donne directement les valeurs suivantes δ_{ek} avec la combinaison des charges suivantes G+Q+E.

Tableau IV.12 : Déplacements relatifs inter étages

Section du poteau (m ²)	Etage	Sens-X			Sens-Y			1%.h [m]	Observation
		δ_e [m]	δ_k [m]	Δ_k [m]	δ_e [m]	δ_k [m]	Δ_k [m]		
(35×35)	4	0,0052	0,0208	0,0048	0,0024	0,0096	0,0024	0,0306	Vérifiée
	3	0,004	0,016	0,0052	0,0018	0,0072	0,0028	0,0306	Vérifiée
	2	0,0027	0,0108	0,0052	0,0011	0,0044	0,0028	0,0306	Vérifiée
	1	0,0014	0,0056	0,0036	0,0006	0,0024	0,002	0,0306	Vérifiée
	RDC	0,0005	0,002	0,002	0,0002	0,0008	0,0008	0,0306	Vérifiée

Tableau IV.13 : Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

	Etage	$h_k[m]$	P_k [kN]	Sens-X			Sens-Y		
				$\Delta_k[m]$	$V_k[kN]$	θ_k	$\Delta_k[m]$	$V_k[kN]$	θ_k
(35×35)	4	15,30	1916,712	0,0048	432,15	0,001391	0,0024	445,54	0,000675
	3	12,24	1987,738	0,0052	706,43	0,001195	0,0028	705,98	0,000644
	2	9,18	2025,992	0,0052	905,16	0,001268	0,0028	893,46	0,000692
	1	6,12	2025,992	0,0036	1040,89	0,001145	0,002	1036,67	0,000639
	RDC	3,06	2025,992	0,002	1110,68	0,001192	0,0008	1122,60	0,000472

V.15 Conclusion

D'après les résultats obtenus et puisque les valeurs $\theta_{k/x}$ et $\theta_{k/y}$ sont inférieure a 0,1 donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P- Δ (Stable) pour les différentes sections des poteaux étudiées.

Chapitre V :

Etude des Eléments Structuraux

V.1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel ETABS V. 9.7.4 qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

V.2 Ferrailage des poteaux :

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super structure vers la fondation, ces poteaux sont sollicités en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M.

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- N_{max} \longrightarrow $M_{correspondant}$
- N_{min} \longrightarrow $M_{correspondant}$
- M_{max} \longrightarrow $N_{correspondant}$

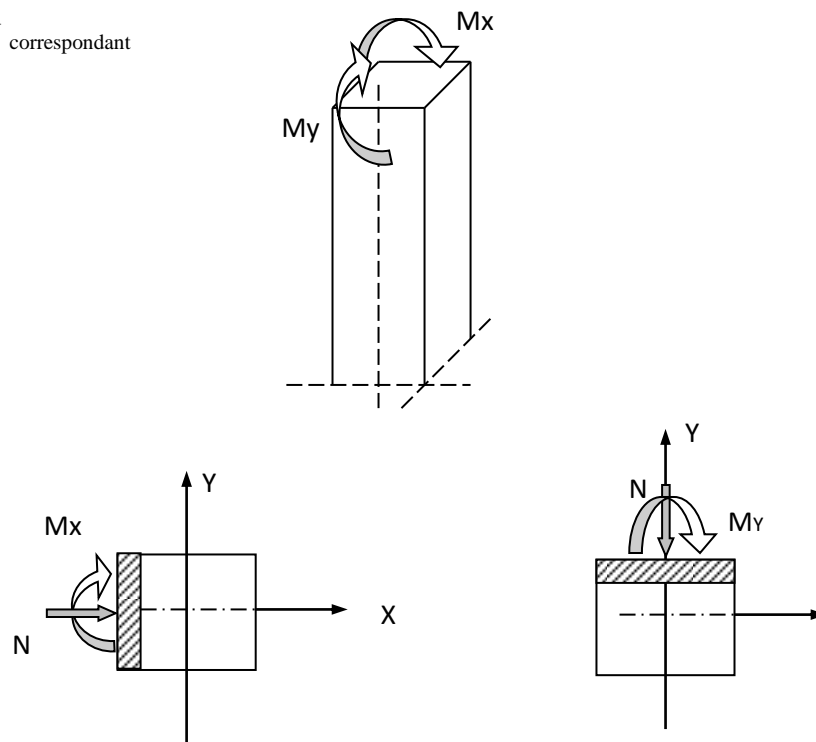


Figure V.1 : Sollicitation de poteau a ferraille.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Tableau V.1 : Caractéristique mécanique des matériaux.

	γ_b	F_{c28}	σ_b MPa	σ_s MPa
Situation durable	1,5	26	14,73	348
Situation accidentelle	1,15	26	19,22	400

V .2.1 Combinaisons des charges :

V.2.1.1 Les combinaisons d'action :

a) Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**.

- $1.35 G + 1.5 Q$ à l'E.L.U.

$G + Q$ à l'E.L.S

b) Règlement RPA 99/V.2003 :

Ce sont des combinaisons qui tiennent en compte les charges sismiques **E**.

- $G + Q \pm E$ (1)

- $0.8 G \pm E$ (2)

➤ Les poteaux :

- **ELU** : $1.35 G + 1.5 Q$ (BAEL 91).

- **ELS** : $G + Q$ (BAEL 91).

- **Accidentelle** $0.8 G \pm E$ (RPA99/V.2003).

$G + Q \pm E$ (RPA99/V.2003).

➤ Les poutres :

- **ELU** : $1.35 G + 1.5 Q$ (BAEL 91).

- **ELS** : $G + Q$ (BAEL 91).

- **Accidentelle** $G + Q \pm E$ (RPA99/V.2003).

$0.8 G \pm E$ (RPA99/V.2003).

➤ Pour les voiles :

- $G + Q \pm E$ (RPA99/V.2003).
- $0.8 G \pm E$ (RPA99/V.2003).

V.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2.1**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

➤ Leur pourcentage minimal en zone sismique **IIa** sera de :

- $A_s \geq 0.8\% b \times h$ en zone II.

➤ Leur pourcentage maximal

- 4% en zone courante.

- 6 % en zone de recouvrement.

➤ Le diamètre minimum est de 12mm. ($\Phi_{\min} = 12\text{mm}$)

➤ La longueur minimale des recouvrements est de:

- 40Φ en zone II.

➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

h_e : hauteur d'étage.

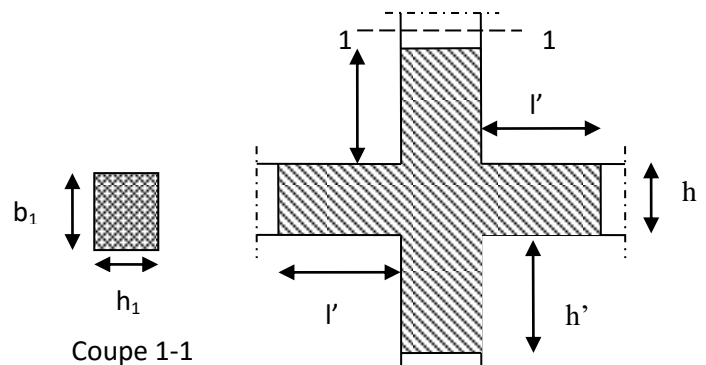


Figure V.1 : Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/V.2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2 : Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.

Section des poteaux (cm ²)	$A_{\min} = 0,8\% \times S$ RPA (cm ²)	A_{\max} RPA (cm ²)	
		zone courante $A_{\max1} = 4\% \times S$	zone de recouvrement $A_{\max1} = 6\% \times S$
(35×35)	9,8	49	73,5
(30×30)	7,2	36	54
(25×25)	5	25	37,5

V.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS V9.7.4, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$N < 0$: effort de traction.

$N > 0$: effort de compression

Tableau V.3 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

Section	ELU		G + Q + E		0.8G + E		ELS	
	N_{\max} (KN)	M _{cor} (KN.m)	M_{\max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
35×35	1000.93	18.24	50.23	1387,15	887,88	9,291	627,56	13,55

V.2.4 Calcul de ferrailage des poteaux :

$C = 2\text{cm}$, $d = h - 2 = 33\text{ cm}$, Acier FeE = 400MPa, $l = 306\text{ cm}$, $f_{C28} = 26\text{MPa}$.

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article. A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul.

• 1^{ère} Cas ELU :

$$e = \frac{M}{N} = 0,018 \text{ m} = 1,8 \text{ cm.}$$

$e = 0,018 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,35}{2} = 0,175 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1000,93 \times \left(0,33 - \frac{0,35}{2} + 0,018 \right) = 173,16 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. & N_u = 1000,93 \text{ KN} < 1461,58 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right). & M_u = 173,16 \text{ KN.m} < 236,13 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = 0$).

• 2^{ème} Cas G + Q + E :

$$e = \frac{M}{N} = 0,036 \text{ m} = 3,6 \text{ cm.}$$

$e = 0,036 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,35}{2} = 0,175 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1387,15 \times \left(0,33 - \frac{0,35}{2} + 0,036 \right) = 264,95 \text{ KN.m} .$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. & N_u = 1387,15 \text{ KN} < 1907,10 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) & M_u = 264,95 \text{ KN.m} < 319,14 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = 0$).

• 3^{ème} Cas 0,8G + E :

$$e = \frac{M}{N} = 0,01 \text{ m} = 1 \text{ cm.}$$

$e = 0,01 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,35}{2} = 0,175 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 887,88 \times \left(0,33 - \frac{0,35}{2} + 0,01 \right) = 146,50 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. & N_u = 887,88 \text{ KN} < 1907,10 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) & M_u = 146,50 < 182,51 \text{ KN.m.} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = 0$).

➤ **Section adoptée :**

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99/V.2003**

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_{\text{min}}) = \max(0; 0; 0; 9,8)$$

Pour une section de béton (35×35) cm²

$$A_{\text{adopté}} = 9,8 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4T14+4T12 = 10,68 cm²**.

Tableau V.4 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Section de poteaux (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²) RPA99	A _{adoptée} (cm ²)
(35×35)	0	9,8	4T14+4T12=10,68

V.2.5 Calcul des armatures transversales :

Selon RPA99/V. 2003(Article 7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul ;
- h_1 : hauteur totale de la section brute ;
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.
- S_t : Espacement des armatures transversales.

Condition de l'espacement

D'après le RPA 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$ on prend $S_t = 10\text{ cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 18\text{ cm}$ on prend $S_t = 15\text{ cm}$.

a) Zone courante :

Calcul de l'élanement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 L_0 = 2,14\text{ m}.$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,14}{0,35} = 6,11\text{ m}.$$

$$\lambda_g = 6,11 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2.5 \text{ (D'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_1 f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 10^3 \times 88,19}{35 \times 400 \times 10^2} = 3,78\text{ cm}^2$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{S_t \cdot b}$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0.3\% \rightarrow \lambda_g = 6,11 > 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times St \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times St \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Choix des barres : **4T8 = 2,01 cm²**.

Tableau V.5 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Section des poteaux (cm ²)	Barres transversales	St (cm)	St (cm)
		Zone courante	Zone nodale
(30×30)	4T8	15	10

V.2.6 Vérification de la contrainte de cisaillement :

« Le poteau le plus sollicité (35×35) cm² »

$$T_{\max} = 88,19 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$:

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{88,19}{(35 \times 33)} = 0,76 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = 0,76 < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on n'a pas de risque de cisaillement

V.2.7 Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

Zone courante :

$$\frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{350 \times 150} = 1,53 \text{ MPa} \geq \max(0,76 ; 0,4) = 0,76 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Zone nodale :

$$\frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{350 \times 100} = 2,30 \text{ MPa} \geq \max(0,076 ; 0,4) = 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

V.2.8 Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (Nser , Mser)

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0.6$ et $f_{c28} = 15,6 \text{ MPa}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser} = 627,56 \text{ KN}; M_{cor} = 7,012 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0,011 \text{ m} = 1,11 \text{ cm.}$$

$$e = 0,011 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0,35}{6} = 0,058 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15,6 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B = b \times h + 15A_s = 35 \times 35 + 15(10,68) = \mathbf{1385,2 \text{ cm}^2} .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \cdot v}{I_{gg}} \leq \sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15,6 \text{ MPa}$$

$$v = \frac{1}{B} \cdot \left(\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d \right) = 19,29 \text{ cm}$$

$$v' = h - v = 15,71$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A_s' \cdot (v - d')^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2 = 159088,95 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{GG}} = \frac{701,2}{159088,95} = 0,004.$$

M : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 7,012 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{min}}{B} = \frac{627560}{1385,2 \times 100} = 4,53 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v = 4,61 \text{ Mpa .}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} \longrightarrow 4,61 \text{ MPa} \leq 15,6 \text{ Mpa} \dots\dots \text{CONDITION VERIFIER.}$$

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

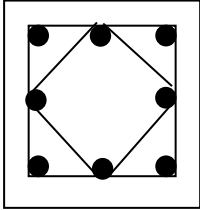
$$\sigma_s = 15[\sigma_0 + k(v - c)] = 68,99 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow 68,99 \text{ MPa} \leq 400 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CONDITION VERIFIER}$$

Tableau V.6 : les résultats de la vérification à L' ELS.

Section des poteaux	Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$	Vérification de la section minimale d'armatures transversales $\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa})$		Vérification à L'ELS		observation
		Zone courante	Zone nodale	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	
(35×35)	0,76 < 5	1,53 ≥ 0,76	2,30 ≥ 0,4	4,61 ≤ 15,6	68,99 ≤ 400	Condition vérifié

Tableau.V.7 : Ferrailages des poteaux.

Section des Poteaux (cm ²)	Poteaux
(35×35) cm ²	 4T14+4T12

V .3 Ferrailage des poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. En considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

On distingue deux types de poutres ; les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logicielle logiciel ETABS V9.7.4.

V.3.2 Recommandation des RPA 99/version 20 :

1. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et, doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone II.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

La quantité des armatures transversales doit vérifier $A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$.

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire minimum ($h/4$; $1,2\phi$).

- En dehors de la zone nodale $S \leq h/2$.

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées (les combinaisons les plus défavorables) , présentées par le RPA 99/version 2003 et le CBA93

$1,35G+1,5Q$ selon BAEL 91

$0,8G \pm E$ selon RPA99

$G + Q \pm E$ selon RPA99

V.3.3 Poutre principale (30× 35) :

Tableau V.8 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q	
Valeurs	En travée	En appuis	En travée	En appuis
	34,48	61,10	25,28	44,92

VI.3.3.1 Étapes de calcul des armatures longitudinales :

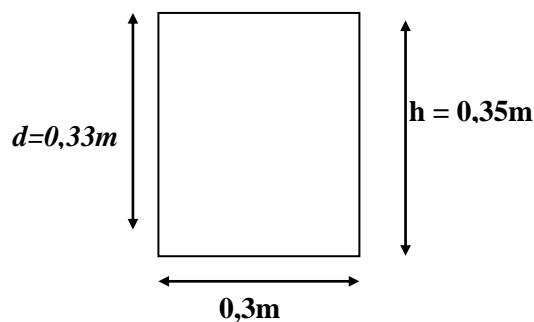


Figure V.4 : Section du poutre principale à étudier

1. Armatures longitudinales.

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on à :

$$A_{\min} = 0,5\%b. ht = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{\max1} = 4\%b. ht = 42 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{\max2} = 6\% b. ht = 63 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

2. Combinaisons 1,35G+1,5Q :

• ELU :

• Sur travée :

$$M_u = 34,48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{34,48 \times 10^3}{14,74 \times 30 \times 33^2} = 0,07 < \mu_1 = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0,$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,07)}}{2}$$

$$\beta = 0,963,$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{34,48 \times 10^3}{348 \times 0,953 \times 33} = 3,15 \text{ cm}^2.$$

- **Sur appui :**

- **Ma = 61,10 KN.m**

- $\mu = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{61,10 \times 10^3}{14,74 \times 30 \times 33^2} = 0,13 < \mu_1 = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0,$

- $\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,13)}}{2}$

- $\beta = 0,93,$

- $A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{61,10 \times 10^3}{348 \times 0,93 \times 33} = 5,72 \text{ cm}^2.$

3. Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :

$$A_{min} = 0.1\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.001 \times 30 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2.$$

4. Condition de non fragilité (Art A-4,2,1 BAEL91) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_{min} = 0,23 \times 30 \times 35 \times \frac{2,16}{400} = 1,30 \text{ cm}^2.$$

Tableau V.9 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poutres.

Position	Moment de calcul (KN.m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} ^{RPA} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
Appuis	61,10	5,72	1,05	5,25	5,72	3T14+2T12 = 6,88 cm²
Travée	34,48	3,15	1,05	5,25	5,25	3T14+1T12 = 5,75 cm²

V.3.3.4 Ferrailage des armatures transversales :

V.3.3.4.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} \quad \{ \text{Art A-5.1.1} \}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} = \frac{88,19 \times 10^3}{33 \times 30} = 8,9 \text{ Kg / cm}^2 = 0,8 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu nuisible {Art A.5.1.211 BAEL91 }

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CONDITION VEREFIER}$$

V.3.3.4.2 Disposition constructive :

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

✓ **En zone nodale :**

$$St \leq \min (h/4; 12\phi l; 30\text{cm}); St = 8,75 \text{ cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$St \leq h/2 = 17,5 \text{ cm} ; \text{ en prend } St = 20 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min (0,9d; 50\text{cm}) \quad \text{BAEL91 (A.5.1.22)}$$

$$St=20 \text{ cm} \leq \min (29,7 \text{ cm}; 50\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.3.4.3 Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23) :

$$\frac{At}{b.st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k.f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

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

$$Fe = 400 \text{ MPa} ; \delta_s = 1$$

$$(*) \Rightarrow \left[\frac{At}{St} \right] \geq \frac{(0,8-0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1}{0,9 \times 1 \times 400} = 0,014 \text{ cm} \dots\dots\dots(1).$$

✓ **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times fe}{b \times st} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\left[\frac{At}{St} \right] \geq \frac{0,4 \times 30}{400} = 0,03 \text{ cm} \dots\dots\dots(2).$$

De (1) et (2) : $\left[\frac{At}{St} \right] \geq 0,03 \text{ cm}$, on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 0,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2 . \\ S_t = 20 \text{ cm} . \end{cases}$$

V.3.3.5 Vérification a l'état limite de service :

On travée : $M_s = 25,28 \text{ KN.m}$

On appuis : $M_s = 44,92 \text{ KN .m}$

Travée :

Tableau V.10 : Vérification des contraintes sur travée.

Moment service	M_{ser}	25,28 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,75}{30} = 2,88 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 2,88 \times 33 = 190,08 \text{ cm}^2$ $Y = -2,88 + \sqrt{2,88^2 + 190,08} = 11,20 \text{ cm}$	17,54
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$	55038,73 cm ⁴

Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,046 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	0,52 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	15,042 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	0,52 < 15,6 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	15,042 < 400

- Appuis :

Tableau V.11 : Vérification des contraintes sur appuis.

Moment service	M_{ser}	44,92 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,88}{30} = 3,44 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 3,44 \times 33 = 227,04 \text{ cm}^2$ $Y = -3,44 + \sqrt{3,44^2 + 227,04} = 12,01 \text{ cm}$	11,20cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	62791,10 cm ⁴

Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,071 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	0,85 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	22,35 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	0,85 < 15,6 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	22,35 < 400

V.3.4 Poutre Secondaire (25×30) :

Tableau V.12 : les résultats des efforts et moments.

Combinaisons	1.35G+1.5Q	
Valeurs	En travée	En appuis
	19,41	39,573

V.3.4.1 Étapes de calcul des armatures longitudinales :

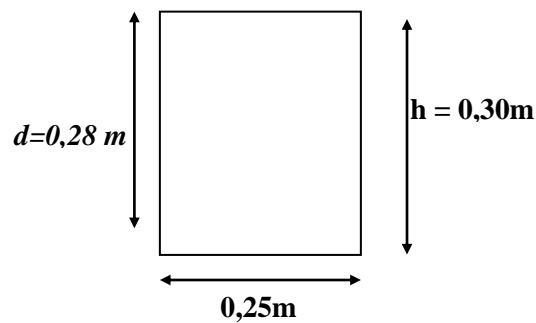


Figure V.5 : Section du poutre secondaire à étudier

1. Armatures longitudinales.

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on à :

$$A_{\min} = 0,5\%b. ht = 3,75 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{\max 1} = 4\%b. ht = 30 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{\max 2} = 6\% b. ht = 45 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

- **Sur travée :**

$$M_u = 19,41 \text{ KN.m .}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{19,41 \times 10^3}{14,74 \times 25 \times 28^2} = 0,067 < \mu l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0,$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,067)}}{2} \dots \dots \dots \beta = 0,965.$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{19,41 \times 10^3}{348 \times 0,965 \times 28} = 2,06 \text{ cm}^2.$$

- **Sur appui :**

$$M_a = 39,57 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{39,57 \times 10^3}{14,74 \times 25 \times 28^2} = 0,14 < \mu l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0 .$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,14)}}{2}$$

$$\beta = 0,924.$$

$$A = \frac{Ma}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{39,57 \times 10^3}{348 \times 0,924 \times 28} = 4,39 \text{ cm}^2.$$

2. Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h)$$

$$A_{\min} = 0,001 \times 25 \times 30 = \mathbf{0,75 \text{ cm}^2}.$$

3. Condition de non fragilité (Art A-4,2,1 BAEL91) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_{min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,16}{400} = 0,87 \text{ cm}^2.$$

Tableau V.13 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poutres.

Position	Moment de calcul (KN.m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} ^{RPA} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
Appuis	39,57	4,39	0,75	3,75	4,4	3T12+1T12 = 4,53
Travée	19,41	2,06	0,75	3,75	3,75	3T12+1T12 = 4,53

V.3.4.1 Ferrailage des armatures transversales :

V.3.4.1.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} \quad \{ \text{Art A-5.1.1} \}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} = \frac{88,19 \times 10^3}{28 \times 25} = 12,60 \text{ Kg / cm}^2 = 1,26 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3,47 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,47 \text{ MPa CV}$$

V.3.4.1.2 Disposition constructive

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

✓ **En zone nodale :**

$$St \leq \min(h/4; 12\phi l; 30\text{cm}); St = 7,5 \text{ cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$St \leq h/2 = 15 \text{ cm} ; \text{ en prend } St = 15 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0,9d; 50\text{cm}) \quad \text{BAEL91 (A.5.1.22)}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min (25,2 \text{ cm}; 50\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.4.1.3 Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23) :

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

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa} .$$

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

$$F_e = 400 \text{ MPa}; \delta_s=1$$

$$\left[\frac{A_t}{S_t} \right] \geq \frac{(1,26 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 25 \times 1}{0,9 \times 1 \times 400} = 0,04 \text{ cm} \dots (1).$$

✓ **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

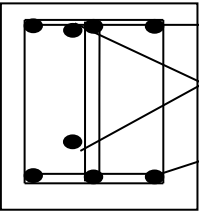
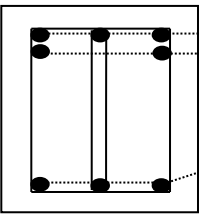
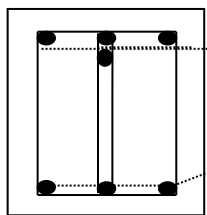
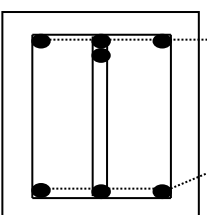
$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\left[\frac{A_t}{S_t} \right] \geq \frac{0,63 \times 25}{400} = 0,04 \text{ cm} \dots\dots\dots (2).$$

De (1) et (2) : $\left[\frac{A_t}{S_t} \right] \geq 0,04 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$D'où \quad A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2 . \\ S_t = 15 \text{ cm} . \end{cases}$$

Tableau V.14 : Ferrailages des poutres

Poutres	Travée	Appuis
<p>Poutres principales</p>	 <p>3T14 2T12 3T14</p>	 <p>3T14+2T12 3T14+2T12</p>
<p>Poutres secondaires</p>	 <p>3T12+1T12 3T12+1T12</p>	 <p>3T12 + 1T12 3T12 + 1T12</p>

Chapitre VI :

Etude

Des fondations

VI.1. Introduction

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

VI.2. Classification des fondations

Il existe plusieurs types de fondations :

- ✓ Fondations superficielles
- ✓ Fondations profondes
- ✓ Fondations spéciales

Le choix d'un type de fondation passe par un compromis entre la technique et l'économie. Il convient de rechercher la sécurité nécessaire pour un coût minimum, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ La charge à transmettre au sol ;
- ✓ La dimension des trames ;
- ✓ La profondeur d'ancrage ;
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VI.2.1. Combinaison d'action

- ELS ($G + Q$) pour le dimensionnement ;
- ELU ($1.35G + 1.5Q$) pour le ferrailage.

La combinaison de la vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel : $G \pm 0,8 E$
 $G + Q \pm E$

VI.2.2. Reconnaissance 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 géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,9 bar pour une profondeur d'ancrage de 2 m.

VI.2.3.Vérification des semelles isolées

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel L'ETABS .V.9.7.4, N=3709,31 KN

S : Surface d'appuis de la semelle=A.B

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol. $\overline{\sigma_{sol}}=190 \text{ KN/m}^2$

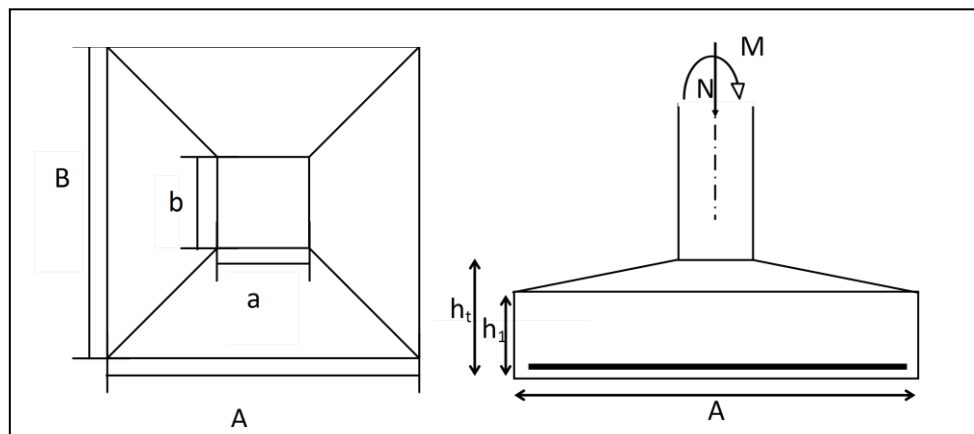


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (B X B), donc $S = B^2$.

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{5139,63}{160}} \quad AN : B \geq 5,67$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2,60 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.2.4.Vérification des Semelles filantes

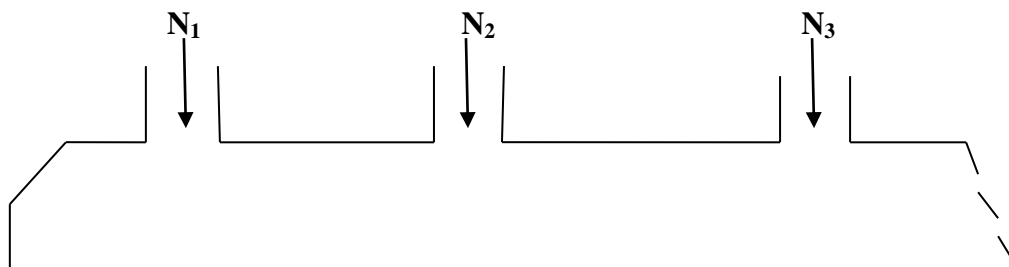


Figure VI.2 : Schéma d'une Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- Selon (X)

Tableau VI.1 : Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.

File	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S(m ²)
1	1853,7	21,05	0,55	1,2	25,26
2	1364,16	21,05	0,41	1,2	25,26
3	1921,77	21,05	0,57	1,2	25,26

- Selon (Y)

Tableau VI. 2: Section des semelles filantes dans le sens transversal.

Files	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S(m ²)
A	470,66	8,55	0,34	1,2	10,26
B	942,57	8,55	0,69	1,2	10,26
C	571,76	8,55	0,42	1,2	10,26
D	584,02	8,55	0,43	1,2	10,26
E	589,16	8,55	0,43	1,2	10,26
F	582,65	8,55	0,43	1,2	10,26
G	928,78	8,55	0,68	1,2	10,26
H	470,03	8,55	0,34	1,2	10,26

Remarque : La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du

bâtiment ; $\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\%$.

Surface totale des semelles = 157,86 m² (Ss).

Surface total du bâtiment = 196,89m² (Sb)

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{157,86}{196,89} = 0,80 = 80\% > 50\%.$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface de l'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

VII.2.5. Etude du Radier général

VII.2.5.1. Définition du radier

Le radier est défini comme une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

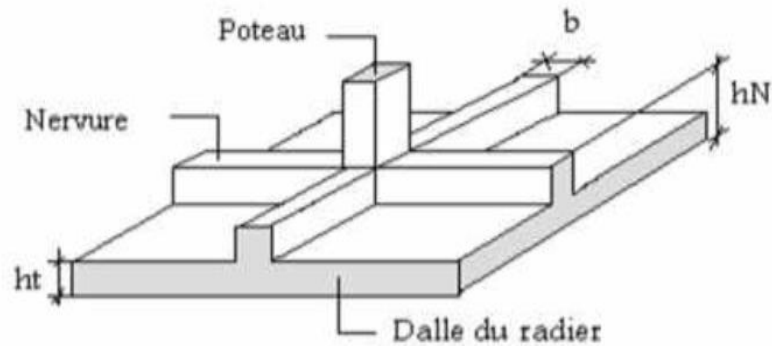


Figure VI.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VII.2.5.2. Pré dimensionnement du radier

Le radier général supporte la somme des charges permanentes et les charges d'exploitations dues à la superstructure.

$$G_T = \sum_{i=1}^5 G_i$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^5 Q_i$$

Avec : G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

❖ Combinaison d'actions

à L'E.L.U : $N_U = 7052,75 \text{ KN} = 705,28 \text{ t}$

à L'E.L.S : $N_{ser} = 5139,63 \text{ KN} = 513,96 \text{ t}$

❖ Surface minimale du radier

$$\text{On a: } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{5139,63}{160} = 32,12 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 196,89 \text{ m}^2 > S_{rad} = 32,12 \text{ m}^2$$

Pour notre projet, si on prend un débord de 80 cm à partir des axes des poteaux on aura une Surface d'assise : **$S = 244,25 \text{ m}^2$** .

❖ **Épaisseur du radier (h)**

L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les critères suivants :

✓ **Critère de rigidité :**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad , \text{avec: } L = 390\text{cm}$$

$$15,6 \leq d \leq 19,5\text{cm} \dots \dots \dots (01)$$

✓ **Critère de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

Avec ; **V_u** : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$v_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1m.(Nu / s).L}{2} = \frac{1m.(7052,75 / 244,25).3,90}{2} = 56,30 \text{KN/ml}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{56,30 \times 10^2}{0,06 \times 26 \times 100} = 36,10 \text{cm} \dots \dots \dots (02)$$

De (01) et (02) on aura $d \geq 36,10 \text{ cm}$

Donc : $h \geq d+c= 36,10+5=41,10 \text{ cm}$

Soit : h= 45 cm.

On prend : h=45cm ;d=40cm

VI.2.5.3. Dimensionnement des poutres de libage

Le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 43,33\text{cm} \leq h \leq 65\text{cm}$$

On prend comme dimension : **h = 60cm, d=54cm, b = 35cm**

VI.2.5.4. Vérification des contraintes

✓ **Poids propre du radier :**

En tenant compte du poids propre du radier et la poutre libage :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b (h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i)$$

$$G_{\text{radier}} = 2.5 (0,45 \times 244,25 + 0,6 \times 0,35 \times 127,7)$$

$$G_{\text{rad}}=341,5782 \text{ t}$$

$$N_{\text{ser-T}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}} = 513,96 + 341,5782 = 855,541 \text{ t}$$

$$\frac{N_{\text{ser-T}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{855,541}{244,25} = 3,50 \text{ t/m}^2 < 19 \text{ t/m}^2 = 1,9 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.2.9.5. La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,35 \times (0,60)^3 / 12 = 0,0063 \text{ m}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3258746 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,35 \text{ m}$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 40 \text{ t/m}^2$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3258746 \times 0,0063}{400 \times 0,35}} = 4,92 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 3,90 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 7,72 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nœuds des poteaux.

VI.2.5.6. Condition de non poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour

✓ **Sous voiles :**

$N_{u,\text{voil}} = 5081,15 \text{ Kn}$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$u_c = 2(a+b+2h_r)$$

$$u_c = 2(0,20+4,15+2 \times 0,0) = 11,5 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 11,5 \times 0,70 \times 25000}{1.5} \leq 6037,5 \text{ Kn}$$

$$N_u = 508,15 \text{Kn} \leq 6037,5 \text{Kn} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Sous poteaux :**

$$N_{u,pot} = 1000,93 \text{Kn} \text{ Effort normal ultime de poteau le plus sollicité}$$

$$u_c = 2(2 \times 0,35 + 2 \times 0,45) = 3,2 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 3,2 \times 0,45 \times 26000}{1,5} \leq 1123,2 \text{ Kn}$$

$$N_u = 1000,93 \text{Kn} \leq 1123,2 \text{Kn} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.2.5.7. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire, afin d'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r \quad \text{Avec :}$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{bat} + W_{radier} = 9982,424 + 3415,782 = 13398,21 \text{ kN.}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure (h = 2)

S_r : Surface du radier ($S_r = 244,25 \text{ m}^2$)

$$\alpha \gamma h S_r = 1,5 \times 10 \times 2 \times 244,25 = 7327,5 \text{Kn}$$

$$W = 13398,21 > 7327,5 \text{kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.5.8. Evaluation des charges pour le calcul du radier

$$N_{u-T} = N_u + 1,35 G_{radier}$$

$$N_u \text{ t} = 7052,75 + 1,35 \times 341,5782 = 1166,41 \text{t}$$

$$Q = \sigma_{max} = \frac{N_U}{S_r} = \frac{1166,41}{244,25} = 4,78 \text{t/m}^2$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,45 = 1,125 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 3,66 \text{t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{5139,63}{244,25} = 2,10 \text{ t/m}$$

$$Q = \sigma_{\max} - \sigma_{\text{radier}} = 1,56 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 3,66 \text{ t/m}^2.$$

VI.3. Ferrailage du radier

VI.3.1 Ferrailage des dalles

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec L_x ≤ L_y.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} Cas :

Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0.4$ La dalle portante suivant les deux directions

Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

✓ **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 \dots\dots\dots^2 \dots\dots\dots \text{Panneau de rive}$$

$$M_t = 0.75 M_0 \dots\dots\dots \text{Panneau intermédiaire}$$

✓ **Moment sur appuis**

$$M_t = 0.35 M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rive}$$

$$M_t = 0.5 M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaire}$$

2^{ème} Cas :

Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

$$L_y = 4,25 - 0,35 = 3,9$$

$$L_x = 3,30 - 0,35 = 2,95 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,95}{3,9} = 0,75 > 0,4$$

La dalle qui est appuyée sur quatre cotés travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 1,98 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 1,01 \text{ t.m}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,75 \\ \nu = 0 \text{ (ELUR)} \end{cases} \begin{cases} \mu_x = 0,0621 \\ \mu_y = 0,5105 \end{cases} \begin{cases} M_{ox} = 15,02 \text{ t.m} \\ M_{oy} = 4,82 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travée sont:

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{ox} = 1,68 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{oy} = 0,86 \text{ t.m}$$

➤ **En travée :**

✓ **Sens X :**

$$M_{tx} = 1,68 \text{ t.m} \quad h = 45 \text{ cm} \quad d = 40 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 14,73 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{1,68 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,73} = 0,007 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,007 \Rightarrow \alpha = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,008$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 39,87 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \times \sigma_s} = \frac{1,68 \times 10^4}{39,87 \times 348} = 1,21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T12 cm² / ml** , **A = 5,65 cm²/ml**, **S_t = 20 cm**

✓ **Sens-Y :**

$$M_{ty} = 0,86 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{0,86 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,73} = 0,004 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0320 \Rightarrow \alpha = 0,004$$

$$Z = 39,93 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,86 \times 10^4}{39,93 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5T12 = 5,65 cm²**, avec un espacement de **20 cm**.

➤ **En appuis :**

❖ **Sens X**

$$M_a = 0,5 \times 1,98 = 0,99 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{0,99 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,73} = 0,0042 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0042 \Rightarrow C = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,005$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 39,92m$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,99 \times 10^4}{39,92 \times 348} = 0,71cm^2 / ml$$

On adopte : **5T14 = 7,70cm²**, avec un espacement de **20cm**.

❖ **Sens-Y**

$$M_a = 0,5 \times 1,01 = 0,505t.m$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{0,505 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,73} = 0,0021 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0021 \Rightarrow \alpha = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0025$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 39,96cm$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,99 \times 10^4}{39,96 \times 348} = 0,71cm^2 / ml$$

On adopte : **5T14= 7,70cm²**, avec un espacement de **20cm**.

VI.3.2.Vérification de l'espacement

$$St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié}$$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VI.3.3. Vérification des contraintes à ELS :

En travée

✓ **Sens X:** $M_{ser}=1,445 \text{ t.m}$

Tableau VI.3 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x)

Moment service	M_{ser}	14,45 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,85cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,85 \times 40 = 67,8cm^2$	7,43cm

	$Y = -0,85 + \sqrt{0,85^2 + 67,8} = 7,43\text{cm}$	
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100 \cdot (7,43)^3 / 3) + 15 \times 5,65(40 - 7,43)^2 = 103575,63 \text{ cm}^4$	103575,63cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{14,45 \times 10^3}{103575,63}$	0,14 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y$ $\sigma_b = 0,14 \times 7,43$	1,04Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,14(40 - 7,43)$	68,40Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$	1,04 < 15,6 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 202) = 202\text{MPa}$	68,40 < 202

Sens Y: $M_{ser} = 2,51 \text{ t.m}$

Tableau VI.4 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y)

Moment service	M_{ser}	25,16 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,85\text{cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,85 \times 40 = 67,8\text{cm}^2$ $Y = -0,85 + \sqrt{0,85^2 + 67,8} = 7,43\text{cm}$	7,43cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100 \cdot (7,43)^3 / 3) + 15 \times 5,65(40 - 7,43)^2 = 103575,63 \text{ cm}^4$	103575,63cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,24Mpa/cm

	$K = \frac{25,16 \times 10^3}{103575,63}$	
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y$ $\sigma_b = 0,24 \times 7.83$	1,78Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,24(40 - 7,43)$	117,25Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$	1,78 < 15,6 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 202) = 202MPa$	117,25 < 202

En appuis

➤ **Sens X**

Ma=0,85t.m

Tableau VI.5 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x)

Moment service	M_{ser}	8,50KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7,70}{100} = 1,16cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 1,16 \times 40 = 92,8cm^2$ $Y = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 92,8} = 8,54cm$	8,54cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(8,54)^3/3) + 15 \times 7,70(40 - 8,54)^2 = 135075,20cm^4$	135075,20cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{8,5 \times 10^3}{135075,20}$	0,06Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	0,51MPa

	$\sigma_b = 0,06 \times 8,54$	
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,06(40 - 8,54)$	28,31MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	0,51 < 15,6 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	28,31 < 202

➤ Sens-Y

Ma=1,48t.m

Tableau VI.6 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y)

Moment service	M_{ser}	14,8KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7,70}{100} = 1,16cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 1,16 \times 40 = 92,8cm^2$ $Y = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 92,8} = 8,54cm$	8,54cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(8,54)^3/3) + 15 \times 7,70(40 - 8,54)^2 = 135075,20cm^4$	135075,20cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{14,8 \times 10^3}{135075,20}$	0,11Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0,11 \times 8,54$	0,94MPa

Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,11(40 - 8,54)$	51,91MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 . 5 . 2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	0,91 < 15,6 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	51,91 < 202

VI.4. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

VI.4.1. Sens longitudinal

➤ Calcul de Q'

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 2,95m$

$Ly_1 = 3,90m$

$Lx_2 = 2,30m$

$Q = 3,66 t/m^2$

Donc :

$$Q' = \frac{3,66}{2} \left[\left(1 - \frac{2,95^2}{3 \times 3,90^2} \right) . 2,95 + \left(1 - \frac{2,30^2}{3 \times 3,90^2} \right) . 2,30 \right] = 4,42 t/m$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{17,07 \times 3,90^2}{8} = 8,40 t.m$$

VI.4.2. Calcul du ferrailage

➤ En travée

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 8,40 = 7,14 t.m$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,14 \times 10^4}{35 \times 54^2 \times 14,73} = 0,047 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,047 \Rightarrow \alpha = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,058$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 52,75 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,14 \times 10^4}{52,75 \times 348} = 3,89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T20+4T20+4T20=37.71cm²

➤ En appuis :

• Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \cdot 78,1 = 39,05 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39,05 \times 10^4}{45 \times 63^2 \times 14,17} = 0,154 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,154 \Rightarrow \alpha = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,008$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 39,87 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39,05 \times 10^4}{0,916 \times 63 \times 348} = 19,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : (4T16) + (4T16) + (4T14) ; A =22,15cm²

• Appuis de rive :

$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2 \cdot 78,1 = 15,62 \text{ t.m t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15,62 \times 10^4}{45 \times 63^2 \times 14,17} = 0,062 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,62 \times 10^4}{0,968 \times 63 \times 348} = 7,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : (4T14) + (4T14) ; A =8,25cm²

VI.4.3. Sens transversal

Calcul de la charge Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : Q =8,28 t/m²

$$Lx_1 = 3,75 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot 12,77 \cdot 3,75 = 20,7$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{20,7 \times 3,75^2}{8} = 36,39 \text{ t.m}$$

VI.4.4. Calcul du ferrailage

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 36,39 = 30,93 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{30,93 \times 10^4}{45 \cdot (63)^2 \times 14,17} = 0,122 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,122 \rightarrow \beta = 0,935$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30,93 \times 10^4}{0,935 \cdot 63 \cdot 348} = 15,09 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4T16+4T16 ; A=16,08cm²

➤ **En appuis :**

• **Appuis intermédiaires :**

$$M_a = 0,5 \cdot M_o = 0,5 \times 36,39 = 18,2 \text{ t.m} \quad b = 45 \text{ cm} \quad h = 70 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{18,2 \times 10^4}{45 \cdot (63)^2 \times 14,17} = 0,072 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,072 \rightarrow \beta = 0,963$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18,2 \times 10^4}{0,963 \cdot 63 \cdot 348} = 8,62 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 8,62 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T14+4T14 ; A = 12,32cm².**

• **Appuis de rive :**

$$M_a = 0,2 \cdot M_o = 0,2 \times 36,39 = 7,28 \text{ t.m} \quad ; \quad b = 45 \text{ cm} \quad h = 70 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7,28 \times 10^4}{45 \cdot (63)^2 \times 14,17} = 0,029 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,029 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,28 \times 10^4}{0,985 \cdot 63 \cdot 348} = 3,37 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **(4T12+4T12) ; A =9,04cm².**

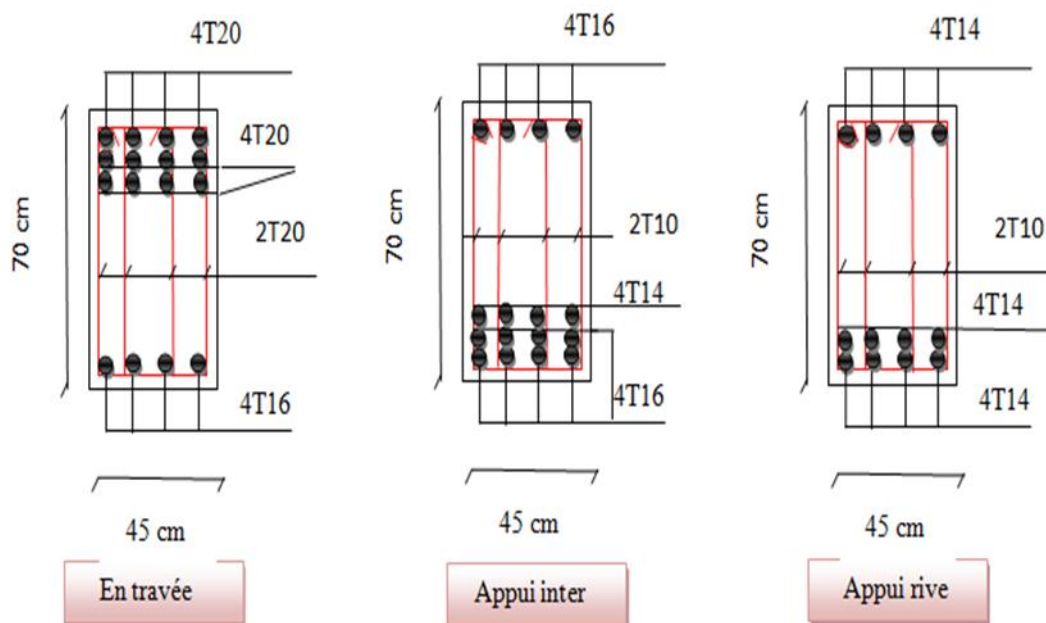


Figure VI.4 : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.

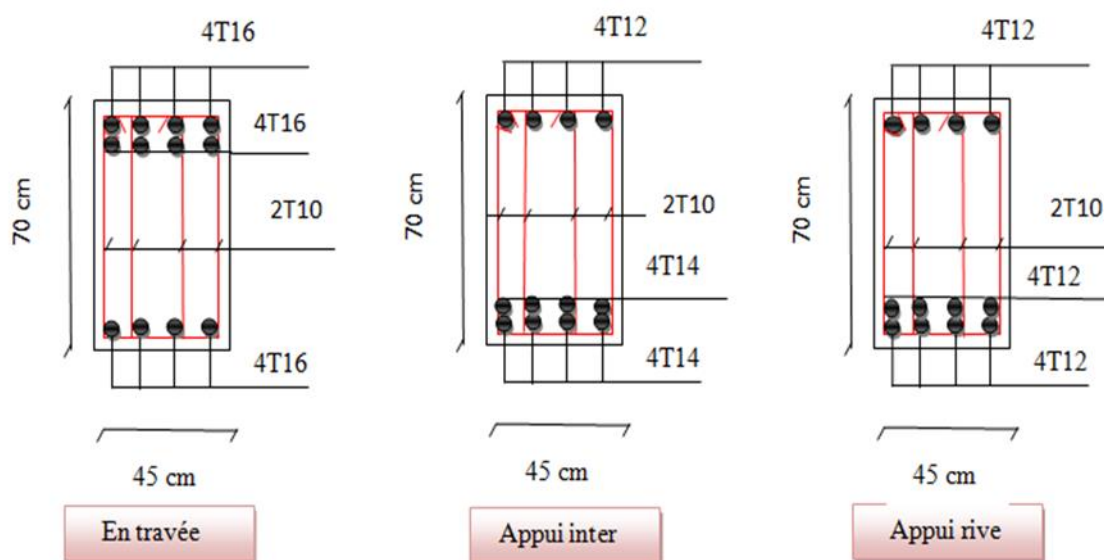


Figure VI.5 : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.

Conclusion générale

L'étude de notre projet de fin d'études qui s'intéresse à la conception et au calcul d'un bâtiment en béton armé R+4 à usage multiple contreventé par un système mixte voiles portiques en béton armé, nous a permis d'exploiter toutes les connaissances acquises durant les années de spécialité en Génie Civil, tout en basant sur les documents techniques et l'utilisation des règlements et de certaines méthodes existés, et qui nous a permis d'avoir des observations et des constatations déduites des différents chapitres de cet étude.

En effet, nous avons pu assimiler les méthodes et les formules de calcul en béton armé pour le ferrailage des différents éléments de la structure à savoir : poteaux, poutres, voiles et fondations.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères à savoir, la résistance, la sécurité et l'économie ;

La résistance : vu les résultats de calcul obtenus, notre structure assure toutes les conditions de résistance, et elle est considérée comme une structure stable et rigide.

La sécurité : toutes les vérifications relatives exigées par les différentes règles de construction (B.A.E.L 91- R.P.A 99) ont été satisfaisantes.

L'économie : étant un facteur déterminant et ceci a été traduite dans notre projet par le choix optimum des aciers pour tous les différents éléments résistants.

L'utilisation de l'outil informatique et les divers logiciels de Génie Civil disponibles, plus particulièrement l'ETABS et AUTO CAD, nous a permis d'optimiser éléments résistants par la modélisation de notre structure vis-à-vis de l'action sismique.

Enfin, l'objectif principal de la conception est de réduire le risque sismique à un niveau Minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires et d'économie.

Bibliographies

➤ Règlements :

- ❖ Béton Armé (BAEL 91/ Modifier 99).
- ❖ Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Béton Armé (CBA93).
- ❖ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A99/2003).
- ❖ Règles techniques et réglementaire Surcharge et charge permanente :
DTR B.C.2.2

➤ Logiciels

- ❖ ETABS version 9.7.4.
- ❖ Spectre 2006. V :4,00.
- ❖ Auto CAD 2009 Français.
- ❖ Microsoft Office Excel 2007.
- ❖ Microsoft Office word 2007.